

ESTUDO EM MODELO REDUZIDO, EM MATERIAL GRANULAR, DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO, PAREDES ANCORADAS E SOLO REFORÇADO, UTILIZANDO UM TIPO NÃO CONVENCIONAL DE REFORÇO E ANCORAGEM.

HELDER ANTONIO GUIMARÃES

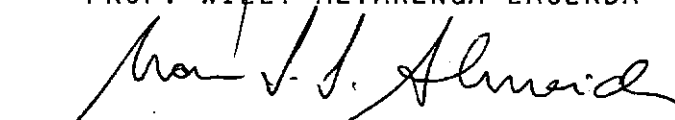
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc)

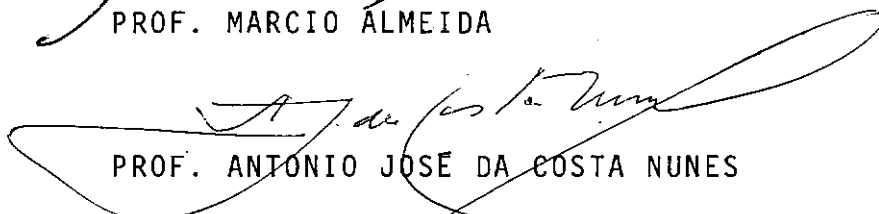
Aprovada por:

  
PROF. MAURÍCIO EHRLICH

(Presidente)

  
PROF. WILLY ALVARENGA LACERDA

  
PROF. MARCIO ALMEIDA

  
PROF. ANTONIO JOSÉ DA COSTA NUNES

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
MARÇO DE 1986

GUIMARÃES, HELDER ANTONIO

Estudo em Modelo Reduzido, em Material Granular, do Comportamento de Sistemas de Contenção, Paredes Ancoradas e Solo Reforçado, Utilizando um Tipo não Convencional de Reforço e Ancoragem (Rio de Janeiro) 1986.

VIII, 197 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1986)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

I. Ancoragem e Reforço em Solos. I. COPPE/UFRJ.  
II. Título (série)



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que contribuíram para a realização desse trabalho, em especial:

- Ao prof. MAURICIO EHRLICH pela concepção de pontos bãsicos da pesquisa, pela orientação e pela atenção especial dada durante a redação do texto.

- Ao prof. WILLY ALVARENGA LACERDA pela co-orientação , pelas discussões e pelas opiniões que enriqueceram o trabalho.

- Ao prof. COSTA NUNES por sua contribuição na fase inicial do trabalho.

- Aos professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE.

- Ao Conselho de Pós-Graduação da Universidade Federal de Minas Gerais, ã professora Virgínia, ã Djalva e ã Rosaura.

- Aos colegas do corpo docente do Departamento de En -  
genharia de Vias de Comunicação e Transporte da Escola de En -  
genharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

- ã CAPES pelo auxílio financeiro.

- ã professora Marcia Mara de Oliveira, pelo apoio da-  
do.

- Ao engenheiro Helio Pimenta Sander pela ajuda na construção do modelo reduzido.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ESTUDO EM MODELO REDUZIDO, EM MATERIAL GRANULAR, DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO, PAREDES ANCORADAS E SOLO REFORÇADO, UTILIZANDO UM TIPO NÃO CONVENCIONAL DE REFORÇO E ANCORAGEM.

Helder Antônio Guimarães

Março, 1986

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa : Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta e analisa o desempenho, simulado em modelo reduzido, de estruturas de contenção, paredes ancoradas e solo reforçado. Os elementos de ancoragem e reforço utilizados, um tipo não convencional, foram estudados segundo diferentes configurações.

As ancoragens, bem como os elementos de reforço são constituídas por plaquetas soldadas ao longo de um cabo de aço.

A cortina é rígida e o movimento permitido é de rotação em torno da base.

As variáveis analisadas foram:

- A dimensão das plaquetas
- O espaçamento entre plaquetas
- O comprimento da ancoragem e do elemento de reforço
- O espaçamento entre ancoragens e entre elementos de reforço.

Foram feitos também ensaios de arrancamento de ancoragens isoladas além da determinação dos valores de empuxo no repouso ativo e passivo do solo sem a presença de tirantes ou elementos de reforço.

A pesquisa forneceu informações relativas a:

1) Valores do empuxo no repouso, passivo e ativo, bem como as deformações necessárias para atingir os dois últimos, em solos compactados e sem compactação. Comparação com resultados obtidos por outros autores.

2) A variação da carga de arrancamento de ancoragem isolada e o tipo de ruptura observado em função da profundidade. O desempenho da ancoragem em função da variação do comprimento do trecho ancorado.

3) O desempenho de diferentes disposições de grupos de ancoragens. O efeito de grupo. A influência do espaçamento entre plaquetas, da área das plaquetas e do comprimento das ancoragens na eficiência do grupo. As superfícies de ruptura observadas. As características carga-deformação da cortina.

4) A influência do reforço no valor do empuxo ativo em função do espaçamento entre elementos de reforço e da configuração do elemento de reforço. As superfícies de ruptura observadas. A deformação de ruptura da cortina.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

STUDY IN SMALL SCALE MODELS, IN GRANULAR MATERIAL, OF THE BEHAVIOR OF RETAINING SYSTEMS, ANCHORED WALLS AND REINFORCED EARTH, USING A NON CONVENTIONAL TYPE OF REINFORCEMENT AND ANCHORAGE.

Helder Antônio Guimarães

MARCH, 1986

Chairman: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

The present work presents and analyses the performance, simulated in small scale models, of retaining structures, anchored walls and reinforced earth. The anchorage and reinforcing elements used, a non conventional type, were studied under different configurations.

The anchorages, as the reinforcing elements are made of small plates fixed along a steel cable.

It is a rigid wall and the movement allowed is a rotation around the base.

The variables analyzed were:

- The plates size
- The spacing between plates
- The anchorage and the reinforcing elements length
- The spacing between anchorages and between reinforcing elements

Pull out tests of isolated anchorages and determination of at rest, active and passive earth pressure of soil without presence of anchorages neither reinforcing elements were also made.

The research allowed us the following information:

1) Values of at rest, passive and active earth pressures, as well as the necessary wall displacement to reach the limit plastic equilibrium in compacted and uncompacted soils. Comparison with results obtained by other authors.

2) The pull out resistance of isolated anchorage and the patterns of failure observed as a function of depth. The performance of the anchorage as a function of its length.

3) The performance of different arrangements of anchorage groups. The group effect. The influence of plates spacing, of plates size and anchorage length in the group efficiency. The failure patterns observed. The load-strain behavior of the wall.

4) The reinforcing influence over the active earth pressure as a function of: - Spacing between reinforcing elements. - Reinforcing element configuration. The failure patterns observed. The rupture displacement of the wall.

ÍNDICE

	<u>PÁGINA</u>
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO -----	001
I.1 - Descrição do problema -----	002
I.2 - Objetivo do trabalho -----	004
CAPÍTULO II - MODELOS REDUZIDOS EXPERIMENTAIS ----	005
II.1 - Fundamentos teóricos do estudo em modelos reduzidos -----	006
II.2 - Descrição do modelo utilizado na pesquisa	027
II.3 - Análise dimensional do modelo utilizado na pesquisa -----	040
CAPÍTULO III - ESTUDOS EM MODELOS REDUZIDOS E ANA- LISE DOS RESULTADOS -----	041
III.1 - Características do solo utilizado na pes- quisa -----	042
III.2 - Empuxo na parede -----	047
III.2.1 - Revisão Bibliográfica -----	047
III.2.2 - Testes em modelos reduzidos -----	075
III.2.3 - Análise dos resultados -----	077
III.3 - Capacidade de carga de ancoragem isolada	085
III.3.1 - Revisão bibliográfica -----	085
III.3.2 - Testes em modelos reduzidos -----	095
III.3.3 - Análise dos resultados -----	103
III.4 - Sistemas com ancoragens múltiplas -----	116
III.4.1 - Testes em modelos reduzidos -----	116
III.4.2 - Análise dos resultados -----	131
III.5 - Solo reforçado -----	149
III.5.1 - Revisão bibliográfica -----	149
III.5.2 - Testes em modelos reduzidos -----	162
III.5.3 - Análise dos resultados -----	166

CAPÍTULO IV - SUMÁRIO DE CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PES QUISAS -----	170
IV.1 - Conclusões -----	171
IV.1.1 - Empuxo na parede -----	171
IV.1.2 - Capacidade de carga de ancoragem <u>isola</u> da -----	172
IV.1.3 - Sistemas com ancoragens múltiplas ----	173
IV.1.4 - Solo reforçado -----	175
IV.2 - Sugestões para futuras pesquisas -----	176
IV.2.1 - Sugestões de caráter específico -----	176
IV.2.2 - Sugestões de caráter genérico -----	178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:-----	187

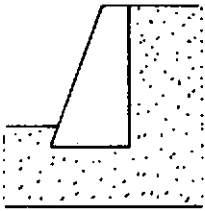




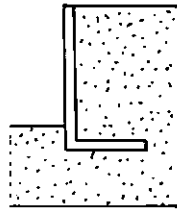
## CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

### I.1 - Descrição do problema

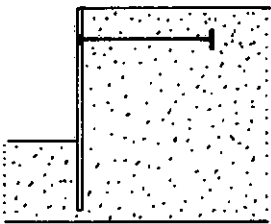
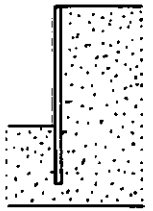
A otimização das soluções de contenção de aterro fez surgir vários tipos de estruturas com essa finalidade. Na figura I-1 apresentam-se exemplos de sistemas de contenção; os muros de gravidade, as paredes não ancoradas, as paredes ancoradas, terra armada e paredes com plataforma de alívio.



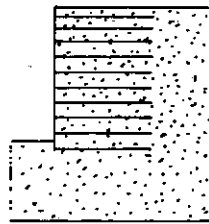
a) MURO DE GRAVIDADE



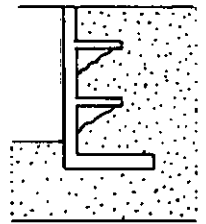
b) PAREDES NÃO ANCORADAS



c) PAREDE ANCORADA



d) TERRA ARMADA



e) PAREDE COM PLATAFORMAS DE ALÍVIO

FIGURA I-1 - Tipos de estruturas de Contenção

Os muros de gravidade e as paredes não ancoradas têm sistemática de projeto exaustivamente estudada e bem definida. Já os tipos restantes, paredes ancoradas, solo reforçado e paredes com plataformas de alívio, de mais recente utilização, não raro autores divergem na metodologia de cálculo de tais estruturas.

## I.2 - Objetivo do trabalho

O objetivo deste trabalho consistiu no estudo através de modelo reduzido, em material granular, do comportamento de estruturas de contenção, paredes ancoradas e solo reforçado. O tipo de reforço e ancoragem utilizado foi de um sistema não convencional de placas verticais. Foram efetuados também estudos de arrancamento de ancoragens isoladas.

Esta pesquisa possibilitou a obtenção de informações sobre:

1º) Empuxo de terras ativo, passivo e no repouso em material granular.

2º) Comportamento da ancoragem isolada; efeito da profundidade de assentamento e comprimento (número de plaquetas).

3º) Comportamento de sistemas múltiplo-ancorados; disposição de ancoragens (número e espaçamento), configuração da ancoragem (número, tamanho, espaçamento de plaquetas), superfície de ruptura.

4º) Comportamento de solo reforçado; disposição e espaçamento do reforço, configuração do reforço (espaçamento e á-rea da plaqueta).

A filosofia de orientação da pesquisa foi o estudo amplo de todas as variáveis envolvidas. Consequentemente foi necessário uma grande diversidade e número de ensaios. Alguns destes fatores foram claramente explicitados, noutros entretanto esboçou-se somente uma tendência de comportamento.



## CAPÍTULO II - MODELOS REDUZIDOS EXPERIMENTAIS

### II.1 - Fundamentos Teóricos do Estudo em Modelo Reduzido

#### III.1.1 - Introdução

BASSET (1979) sugere que os trabalhos de pesquisa em modelo reduzido têm as seguintes vantagens sobre a pesquisa em protótipos:

- a) Pelo seu pequeno tamanho são relativamente baratos e a sua construção é rápida.
- b) Eles podem ser levados à ruptura sem nenhum resultado catastrófico ou custos elevados.
- c) As propriedades do solo podem ser escolhidas e até certo ponto controladas e todos os parâmetros podem ser supostos conhecidos.
- d) Os ensaios podem ser repetidos fornecendo dados para um trabalho estatístico; os ensaios podem também ser modificados de forma controlada e de acordo com as necessidades do pesquisador de forma a possibilitar o estudo de uma variável por vez.

Uma vantagem adicional é a rapidez com que se consegue simular processos que são dependentes do tempo. Em Geotecnia o mais comum desses processos é a dissipação de pressões neutras. Num modelo o fator de redução do tempo de dissipação das pressões neutras é da ordem de  $1/h^2$ , isto é,  $T_M = \frac{T_p}{h^2}$  sendo  $h$  o fator de redução da escala geométrica e os índices  $M$  e  $P$  referentes ao modelo e ao protótipo respectivamente.

CRAIG (1980) sugere diagrama - Figura II-1 - ilustrando a interação entre os estudos em modelos físicos e os procedimentos de engenharia. O diagrama proposto mostra o relacionamento entre os ensaios em modelo reduzido, o protótipo e as soluções analíticas e numéricas.

BASSETT (1979) escreveu: "... todo ensaio em modelo reduzido é um evento real e individual e comparações entre ensaios similares só podem ser feitos dentro dos conceitos de variações estatísticas. Resultados idênticos não se repetirão como ocorre em programas de computador".

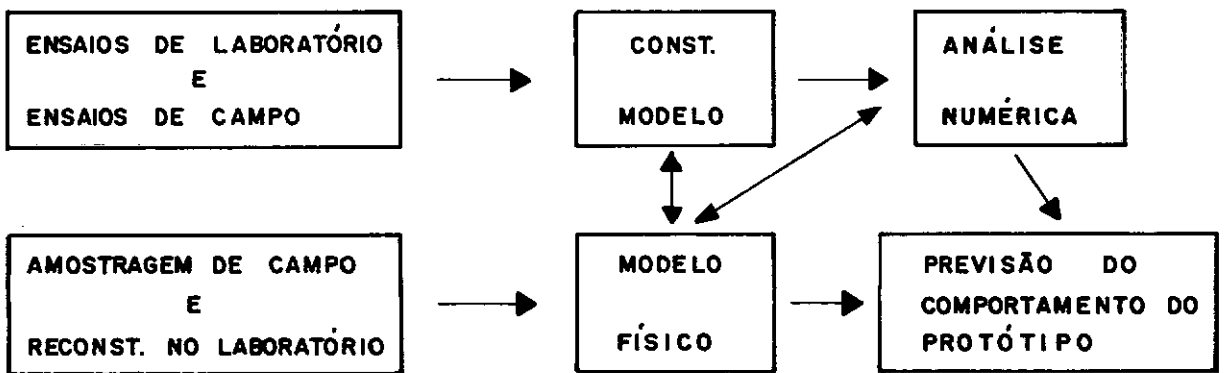


FIGURA II-1: Iteração Entre Modelos Físicos e os Procedimentos de Engenharia. CRAIG (1980).

"Cada modelo fornecerá automaticamente um conjunto completo de respostas às cargas aplicadas ou aos deslocamentos impostos, mas estas respostas estarão limitadas pelas condições de contorno do equipamento".

"As respostas provavelmente serão diretas e simples. Elas não estarão pré-condicionadas e conseqüentemente dados não esperados poderão ser obtidos. Modelos representam portanto uma importante fonte de novas experiências."

"As respostas poderão ser previstas por uma teoria adequada se as relações constitutivas relevantes, consistentes com os níveis de tensões no modelo, forem usadas e se as condições de contorno impostas pelo equipamento forem também incorporadas ao método analítico.

#### II.1.2 - Restrições quanto à extrapolação dos dados obtidos em modelo para a situação de protótipo

Para que uma pesquisa em modelo reduzido seja bem sucedida torna-se necessário o conhecimento das limitações dos dados obtidos, isto é, saber se as respostas dadas pelo modelo correspondem ao que pode ser experimentado por um protótipo de configuração similar; caso afirmativo, deve-se perguntar se esses dados podem ser extrapolados para a escala do protótipo ou se existe alguma componente no modelo sendo ignorada, a qual será dominante ou simplesmente modificará o comportamento do protótipo.



O nível de tensões e o caminho de tensões são dois fatores básicos que influenciam o comportamento tensão-deformação do solo. Além disso, em muitos problemas de mecânica dos solos tanto o nível de tensões quanto o caminho de tensões são determinados predominantemente pelo peso próprio do solo. Em tais circunstâncias os ensaios em modelos reduzidos centrífugos, usando-se o mesmo solo do protótipo, nos permitem alcançar a compatibilidade de tensões.

Existem casos em que as cargas externas aplicadas predominam e são fatores determinantes dos níveis de tensão e dos caminhos de tensão pertinentes ao problema. Nessas circunstâncias deixa de ser essencial o uso de modelos centrífugos e os ensaios feitos com equipamento convencional a 1 gravidade fornecem dados representativos.

Uma resposta definitiva sobre a validade dos dados obtidos pode ser encontrada nas leis de modelagem, nas condições de semelhança formuladas por ROCHA (1957).

As leis de modelagem, isto é, as condições de semelhança são complexas e diversas fórmulas existem para tratar o problema. Uma dessas fórmulas, sugerida por ROSCOE e POOROOSHASB (1963), seria a modificação das propriedades do solo (variar o índice de vazios por exemplo) para compensar o baixo nível de tensões.

A análise dimensional permite ao pesquisador saber exatamente e quantitativamente os fatores que estão sendo influenciados pelo efeito de escala.

OVESEN (1980) trabalhando com modelos reduzidos adota o seguinte procedimento: determina as grandezas que julga poderão influenciar seu problema e as reúne em grupos adimensionais possibilitando dessa forma a verificação da relação entre protótipo e modelo; os pontos de divergência podem então ser claramente determinados evitando-se uma interpretação errônea resultante da extrapolação direta de dados do modelo para o protótipo.

O procedimento para a extrapolação correta de dados obtidos em modelo reduzido para uma situação de protótipo está sintetizado no trabalho de OVESEN (1980):

"Geralmente não é possível impor todas as condições de semelhança nos ensaios com modelo; conseqüentemente alguns dos produtos adimensionais independentes que se acredita terão uma influência secundária (ou que afetam o fenômeno de uma maneira conhecida) são permitidos desviarem de seus valores corretos. Uma das partes importantes do trabalho do pesquisador — talvez a mais importante — é justificar seus desvios de uma relação de semelhança completa ou aplicar as correções teóricas necessárias para compensar esses desvios."

É interessante enfatizar que ao pesquisador caberá a tarefa de avaliar corretamente que grupo de variáveis terá uma influência preponderante sobre o problema e portanto deverá obedecer às condições de semelhança e que grupo poderá ser conscientemente ignorado.

### II.1.3 - Os modelos centrífugos

A figura II-2 mostra o modelo reduzido de um aterro sobre um solo de fundação. O modelo gira a velocidade constante em torno de um eixo. O solo é impedido de ser lançado para fora por uma viga radial ligada ao eixo de rotação e consequentemente o conjunto fica submetido a uma aceleração radial, isto é, a um campo pseudo-gravitacional. As dimensões da amostra introduzem erros tanto no sentido radial quanto ao longo da profundidade posto que num modelo centrífugado as forças devido ao peso próprio são perpendiculares ao eixo de rotação, enquanto em um protótipo submetido apenas ao campo gravitacional essas forças são paralelas; esses erros podem ser compensados com a utilização de amostras curvas ou mantendo-se pequenas as dimensões da amostra de forma a mantê-los dentro de padrões aceitáveis.

Os modelos centrífugos são de fundamental importância quando se deseja alcançar semelhança com relação ao peso próprio do solo ou ao caminho de tensões. É evidente que para que se consiga modelar corretamente as tensões e as deformações em um ensaio centrífugo deve-se usar o mesmo solo do protótipo e neste caso o tamanho das partículas deixará de obedecer a escala  $1 \div h$  entre modelo e verdadeira grandeza. A principal vantagem desta distorção é que as rupturas progressivas e a largura das faixas de dilatação serão modeladas incorretamente. Um outro processo que não obedece a escala correta em um modelo centrífugo é o adensamento secundário. Ele estará totalmente fora de escala e em circunstâncias normais poderá ser desprezado durante o período de execução do ensaio.

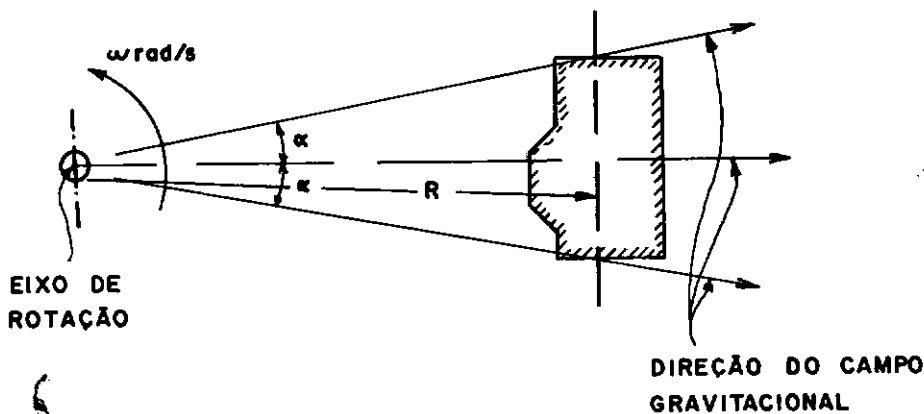


FIGURA II-2: Diagrama de um Modelo Centrífugo de um Aterro.

II.1.4 - Condições de semelhança para o estudo da mecânica dos solos por meio de modelos reduzidos.

Estudos elaborados por ROCHA (1957)

Considere um pequeno elemento de volume  $V$  e área superficial  $S$  de um corpo maior de um meio granular. Todo o meio está saturado com um fluido intersticial que percola através do esqueleto de grãos. As forças atuantes na fase sólida, isto é, no esqueleto de grãos, do pequeno elemento podem ser vistas na figura II-3-a, na qual  $n$  é a porosidade e  $\gamma_s$  é o peso específico do material. As forças atuantes são:

1. O peso próprio dos sólidos  $\gamma_s(1-n)V$  com a direção e sentido indicados na figura.

2. O empuxo devido à fase líquida  $\gamma_f(1-n)V$  sendo  $\gamma_f$  o peso específico do fluido.
3. A resultante  $\sigma'_{ij} S$  das tensões efetivas que atuam na superfície do elemento.
4. A força de percolação  $iV$  devido ao gradiente hidráulico que induz o fluxo através do elemento. Essa força tem a direção do fluxo e, se  $L$  é um elemento de comprimento nessa direção, tem-se que a força de percolação por unidade de volume é  $i = d/dL (u - \gamma_f Z)$ , onde  $u$  é a pressão neutra e  $Z$  é a profundidade abaixo do nível d'água do ponto considerado.

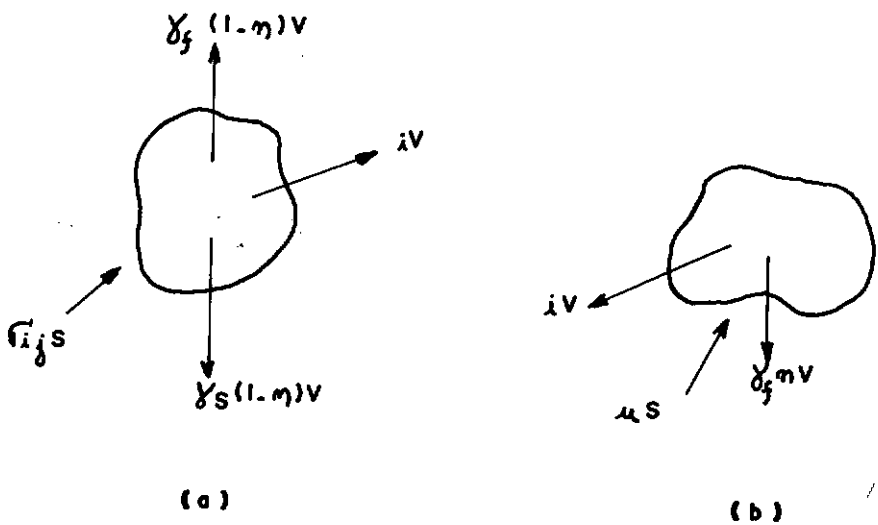


FIGURA II-3 - Forças na (a) fase sólida; (b) fase líquida de um pequeno elemento de solo saturado.

As forças atuantes na fase líquida do elemento estão esquematizadas na figura II-3-b, e são:

1. A força de percolação  $iV$  no sentido oposto àquele da figura II-3-a.
2. O peso próprio do fluido  $\gamma_f nV$
3. A resultante  $uS$  das pressões neutras atuantes no contorno do elemento.

Agora consideremos dois elementos análogos, submetidos às condições descritas acima. Esses dois elementos se correspondem, eles são protótipo e modelo. Se a redução das dimensões lineares do modelo for de  $1 \div h$  com relação ao protótipo. Então  $V_p = h^3 V_M$  onde os índices P e M referem-se ao protótipo e ao modelo. Suponha que o material granular usado no protótipo tenha uma curva tensão-deformação única, que não é necessariamente linear mas é independente do tempo. Da mesma forma suponha que o meio usado no modelo tenha uma curva tensão-deformação similar obedecendo às mesmas restrições mas na qual as tensões estarão reduzidas para uma escala de  $1/\alpha$  e as deformações  $1/\beta$ . Figura II-4-b. (Esta é a principal suposição feita por ROCHA). Com essas suposições torna-se possível o desenvolvimento das condições de semelhança se os dados do modelo forem usados na previsão do comportamento do protótipo.

Para que haja semelhança, todas as tensões, inclusive a pressão neutra, precisam obedecer à escala de  $1/\alpha$  e consequentemente as forças obedecerão à escala  $1/h^2\alpha$ . O peso próprio da fase sólida deverá atender à seguinte escala:

$$\frac{\gamma_{SP} (1-n_P)V_P}{\gamma_{SM} (1-n_M)V_M} = h^2\alpha \quad (\text{II-1})$$

Se  $\gamma_{SP} = \rho_S \gamma_{SM}$ , sendo  $\rho_S$  o fator de escala para o peso específico do material sólido a expressão (II-1) se torna:

$$\alpha = h \rho_S \frac{1 - n_P}{1 - n_M} \quad (\text{II-2})$$

Da mesma forma o empuxo devido à fase líquida deverá obedecer à escala

$$\frac{\gamma_{fP} (1-n_P)V_P}{\gamma_{fM} (1-n_M)V_M} = h^2\alpha \quad (\text{II-3})$$

O que nos conduz a:

$$\alpha = h \rho_f \frac{1 - n_P}{1 - n_M} \quad (\text{II-4})$$

Dando tratamento análogo ao peso próprio da fase líquida  $\gamma_f nV$  teremos:

$$\alpha = h \rho_f \frac{n_p}{n_M} \quad (\text{II-5})$$

As equações (II-4) e (II-5) tornam evidente que:

$$n_M = n_p \quad (\text{A})$$

e as equações (II-2) e (II-4) que:

$$\rho_S = \rho_f \quad (\text{II-6})$$

Seja  $\gamma$  o peso específico do solo saturado  $\gamma = n \gamma_f + (1-n) \gamma_S$  e  $\rho$  o seu fator de escala de forma que  $\gamma_p = \rho \gamma_M$ , então, como  $n_M = n_p$  e  $\rho_S = \rho_f$ , segue que:

$$\rho = \rho_S = \rho_f \quad (\text{B})$$

Se as equações (A) e (B) são satisfeitas, as equações (II-2), (II-4) e (II-5) serão reduzidas a:

$$\alpha = h \rho \quad (\text{C})$$

Essas três equações (A), (B) e (C) especificam as condições que os materiais precisam satisfazer para que a semelhança seja preservada se todos os efeitos de fluxo de água forem ignorados e se as suposições iniciais a respeito do comportamento tensão-deformação forem satisfeitas.



Se os efeitos de fluxo de água forem significativos, os materiais homólogos precisarão ser tais que obedecem a uma quarta condição que será deduzida a seguir. Vamos supor que o fluxo do fluído em ambos os materiais seja governado pela lei de Darcy, isto é,  $Q = K i A$ , onde  $Q$  é o volume de fluído que percola na unidade de tempo através de uma área  $A$  perpendicular ao gradiente hidráulico  $i$ , e  $K$  é o coeficiente de permeabilidade do meio. Para redes de fluxo geometricamente semelhantes em instantes correspondentes, sendo  $t$  o fator de escala para o tempo, é necessário que as redes de fluxo sejam semelhantes. Na rede de fluxo uma superfície equipotencial é dada pela equação  $u - \gamma_f Z = \text{constante}$ , portanto

$$u_P - \gamma_{fP} Z_P = \alpha u_M - \rho_f \gamma_{fM} h Z_M = \text{CTE} \quad (II-7)$$

de (II-7) tem-se que um dos requisitos para a semelhança será:

$$\alpha = h \rho_f \quad (II-8)$$

Porém, esse requisito já terá sido satisfeito se as equações (B) e (C) forem válidas. Posto que o gradiente hidráulico é dado por  $i = (d/dL) (u - \gamma_f Z)$  e que tanto  $u$  quanto  $\gamma_f Z$  obedecem a um fator de escala igual a  $\alpha$  torna-se evidente que  $i_P = \frac{\alpha}{h} i_M$ . Consequentemente as forças de percolação deverão obedecer à seguinte relação de escala:

$$\frac{i_P V_P}{i_M V_M} = \left( \frac{\alpha}{h} \right) h^3 = \alpha h^2 \quad (II-9)$$

que é o requisito para a semelhança de todas as forças.

Geralmente as redes de fluxo se modificam com o tempo. Para estudar esse efeito torna-se necessário considerarmos outra vez o pequeno elemento de volume  $V$ . Se o fluxo se modifica, o volume desse elemento será alterado de uma quantidade  $\Delta V$  em um tempo  $\Delta T$  e essa variação representará a diferença entre o volume de fluído que entrou e que saiu do elemento. Considerando protótipo e modelo, as variações de volume  $\Delta V_M$  e  $\Delta V_P$  em tempos correspondentes  $\Delta T_M$  e  $\Delta T_P$  tem que ser tal que  $\Delta V_P = h^3 \beta \Delta V_M$  onde  $\beta$  é a escala das deformações específicas. Mas a lei de Darcy estabelece que  $\Delta V / \Delta T$  é proporcional a  $KiS$  e portanto  $K$  é proporcional a  $(1/iS)$  ( $\Delta V / \Delta T$ ). Consequentemente a escala  $\mu$  para as permeabilidades do protótipo e do modelo deverá obedecer à relação:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{K_P}{K_M} = \frac{i_M}{i_P} \cdot \frac{S_M}{S_P} \cdot \frac{\Delta V_P}{\Delta V_M} \cdot \frac{\Delta T_M}{\Delta T_P} = \frac{h}{\alpha} \cdot \frac{1}{h^2} \cdot h^3 \beta \cdot \frac{1}{t} = \\ &= \frac{h^2 \beta}{\alpha t} \end{aligned} \quad (II-10)$$

Mas a equação (C) estabelece que  $\alpha = hp$  e portanto (II-10) pode ser escrito como segue:

$$\mu = \frac{h^2 \beta}{\alpha t} = \frac{h \beta}{pt} \quad (D)$$

A equação (D) deverá se juntar às equações (A), (B) e (C) para especificar as condições de semelhança se o fluxo de água for fator de relevância.

O requisito mais importante, além da suposição de uma relação tensão-deformação única para os dois meios, é que  $\alpha = h\rho$  como estabelece a equação (C). ROCHA (1957) comenta: "A equação (B) estabelece que  $\rho = \rho_f = \rho_s$  e a faixa de valores de  $\rho_f$  levando-se em conta os fluídos existentes oscila entre 0,7 e 2. Portanto, parece desejável, por muitas razões, o uso de água no modelo e ela será também muito provavelmente o fluído intersticial do protótipo. Nessas condições  $\rho_f = \rho_s = \rho = 1$ , o que sugere que a fase sólida no modelo deva ser algum outro solo que não o do protótipo. Com  $\rho = 1$ , a equação (C) fica reduzida a  $\alpha = h$ . Como  $h$  deverá ter um valor entre aproximadamente 10 e algumas centenas,  $\alpha$  terá obrigatoriamente que acompanhá-lo. Isso significa que a resistência do solo no modelo será muito pequena e conseqüentemente difícil de se trabalhar." ROCHA (1957) ressalta que essa dificuldade deixará de existir se o pesquisador puder desprezar as forças internas ao meio, tais como o peso próprio do material, o que acontecerá quando as forças externas constituírem fator dominante. Entretanto, a melhor solução para esse problema, será a utilização de um modelo centrífugo possibilitando que a condição  $\alpha = h\rho$  seja facilmente atendida com o mesmo material do protótipo. Se o mesmo material, nas mesmas condições iniciais, for usado no modelo e no protótipo, então a condição (A) que  $n_M = n_p$ , e a condição (B) que  $\rho = \rho_f = \rho_s$ , estarão automaticamente satisfeitas. É a terceira condição (C) que  $\alpha = h\rho$  a causadora de toda a dificuldade, mas com um modelo centrífugo é possível que se use um fator de escala para  $\rho$  inverso ao usado para  $h$ . Assim sendo,  $\alpha = h\rho = 1$ . Por conseguinte, desde que o mesmo material é usado no modelo e no protótipo a escala para as deformações

$\beta = 1$  e as curvas tensão-deformação serão idênticas. Sendo a escala da permeabilidade  $\mu = 1$  e considerando a equação (D), o evento no modelo ocorrerá mais rapidamente. O fator de escala para o tempo será  $t = h^2$ . É possível que esse fator de escala para o tempo perca a validade se superfícies de ruptura se desenvolverem no interior da amostra. Informações obtidas com o auxílio de raio X nas areias e siltes e de microscópio eletrônico nas argilas sugerem que a espessura dessas superfícies em ensaios de laboratório é da ordem de 10 a 20 vezes o diâmetro das partículas. Ela é função do diâmetro da partícula e não do tamanho da amostra de solo. Se algum evento for controlado pela velocidade de drenagem nessas superfícies a escala do tempo provavelmente será  $t = 1$ . Torna-se também claro que as dimensões lineares do modelo  $L_M$  deverão ser grandes quando comparadas à espessura dessas superfícies de ruptura.

Os parágrafos anteriores discutem as condições de semelhança a serem observadas quando se considera as deformações do solo.

Entretanto, muito mais comum em mecânica dos solos é a consideração da ruptura, o que pode ser feito considerando-se os parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

Se considerarmos como válidas as relações entre as curvas tensão-deformação do modelo e do protótipo já enunciadas — Figura II-4-b — então o fator de escala para a coesão será de  $1/\alpha$  e os ângulos de atrito serão iguais. Se  $\sigma_p$  e  $\sigma'_p$  produzem um estado de tensões que causa a ruptura no material do protótipo — ver as definições da figura II-4-a — então o material do modelo terá que romper sobre a ação de  $\sigma_M = \sigma_p/\alpha$

e  $\sigma'_M = \sigma'_p / \alpha$ . Se usarmos o círculo de Mohr obteremos, para o modelo e para o protótipo, círculos geometricamente semelhantes, cujas envoltórias também serão geometricamente semelhantes — Figura II-5 —. Supondo que essas envoltórias são retas segue que  $C_M = C_p / \alpha$  e  $\phi_M = \phi_p$ .

No caso específico do nosso trabalho, como se trata de uma areia e a coesão é portanto nula, então a condição de semelhança se reduzirá a  $\phi_M = \phi_p$ .

ROCHA (1957) escreve: "No caso de solos sem coesão, o mesmo material do protótipo pode ser usado no modelo ainda que o peso próprio tenha que ser considerado. Portanto, essas condições são extremamente simples de serem satisfeitas, sendo surpreendente que ensaios em modelos sob essas condições não sejam frequentemente executados."

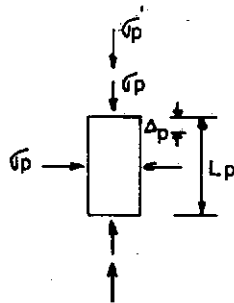


FIGURA II-4-a - Forças Envolvidas em um Ensaio Triaxial.

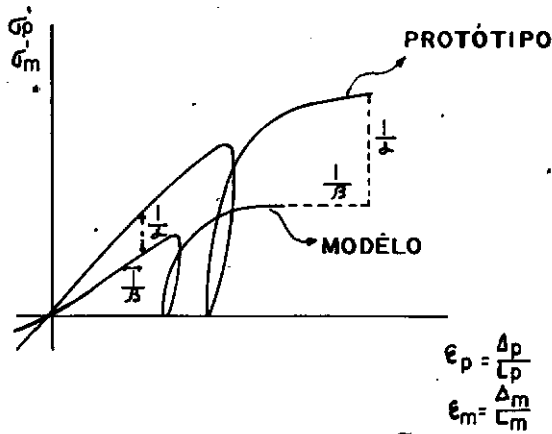


FIGURA II-4-b - Semelhança das Curvas Tensão-Deformação para Modelo e Protótipo.

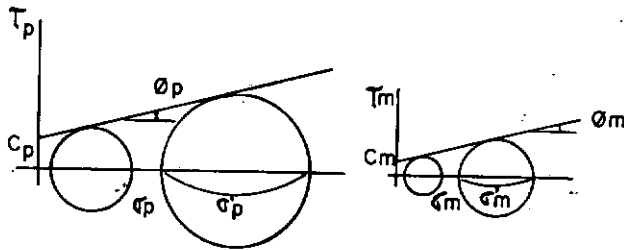


FIGURA II-5 - Semelhança entre os Círculos de MOHR do Modelo e do Protótipo

### II.1.5 - Objetivos a serem alcançados com os ensaios em modelo reduzido.

Os modelos físicos podem ser usados para:

1. Previsão do comportamento de um protótipo.
2. Justificar uma teoria.
3. Verificação da validade de modelos numéricos.

Uso do modelo na previsão do comportamento de um protótipo:

Como mostra a figura II-1 é a utilização direta dos mo

delos. A principal dificuldade a ser superada é a quase impossibilidade de se usar um material com propriedades representativas do que se tem no campo. A questão é saber quais são os piores parâmetros e quais são os parâmetros mais relevantes do solo a serem usados na análise do problema quando se tem um grande número de dados resultantes de investigações in situ. Se este é um problema de difícil solução, mais difícil ainda será saber de onde poderá ser retirada a amostra indeformada mais significativa para se construir o modelo. BASSETT (1979) propõe que o problema seja conduzido da seguinte forma:

- Obtenção no campo de amostras representativas das piores e das melhores condições prováveis e ensaiar esses dois extremos com condições de carregamento representativas do protótipo e com condições de carregamento mais críticas que as previstas para o protótipo. Os dados obtidos dos quatro ensaios nos permitirão a determinação de uma faixa de comportamento dentro da qual muito provavelmente se situará o protótipo. Ao que tudo indica a maior fonte de dúvidas não se encontra na técnica de execução dos ensaios em modelo, mas sim em nossa habilidade para determinar os parâmetros do solo através de investigações de campo e em nossa habilidade para obter amostras indeformadas e representativas das condições do protótipo.

Tais dificuldades sugerem que os processos analíticos e os cálculos numéricos são métodos mais fáceis e flexíveis como instrumentos para a execução de projetos e previsão do comportamento de protótipo.

ROSCOE (1968) escreveu: "A previsão do comportamento de um protótipo diretamente a partir da observação do modelo exige obediência às relações de semelhança para as diversas grandezas que dominam o problema. Para se alcançar tal objetivo torna-se necessário que o pesquisador determine não apenas as grandezas físicas pertinentes ao problema, mas que também use sua capacidade de discernimento para reduzi-las a uma quantidade mínima selecionando apenas os parâmetros mais importantes. A principal razão da escassez do uso de modelos na previsão direta do comportamento de protótipos reside no fato de que não existe um consenso geral entre os engenheiros geotécnicos a respeito do comportamento mecânico dos solos. Esta discordância é compreensível posto que a palavra solo tem significado muito amplo englobando meios coesivos e não coesivos, tendo esses meios propriedades que se modificam com as condições ambientais e em alguns casos são até mesmo dependentes do tempo".

"O uso de modelos na previsão direta do comportamento de um protótipo só se justifica quando as soluções analíticas se tornam muito complicadas. Para se executar esse tipo de trabalho em modelo não é necessário conhecer as soluções analíticas mas é essencial conhecer os parâmetros envolvidos no problema."

O uso do modelo para justificar uma teoria:

Este parece ser um campo mais adequado à utilização de modelos como instrumento de pesquisa. É comum o uso de modelos para a obtenção de informações sobre a forma como se dão as deformações em uma massa de solo quando submetida a determina-



dos carregamentos ou mesmo para se observar o mecanismo de ruptura. Tais observações permitirão a formulação de uma metodologia de análise com bases teóricas.

ROSCOE (1968) escreveu: "Aqui os princípios de semelhança não são de importância fundamental e os ensaios em modelo reduzido buscam informações, usualmente qualitativas, sobre as hipóteses adotadas na análise teórica de problemas de campo. Esse procedimento geralmente nos faz conhecer dificuldades imprevistas, inspira confiança e fornece experiências valiosas a baixo custo."

O uso de modelos físicos para a verificação da validade de modelos numéricos:

Diversos autores, entre eles ROSCOE (1968), JAMES (1971), BASSETT (1979), têm ressaltado que um campo promissor para os trabalhos futuros em modelos está na verificação da validade de relações numéricas complexas. A utilização de modelos físicos nesta área iniciou-se com a sofisticação dos métodos de elementos finitos e diferenças finitas que passaram a se utilizar de complexas relações entre tensão e deformação nos solos, considerando-o como um meio de comportamento elasto-plástico.

Protótipos só podem ser submetidos a uma única sequência de carregamento a qual não pode ser repetida nem sequer de forma aproximada. Torna-se portanto difícil a obtenção de uma quantidade suficiente de informações para se estabelecer uma correlação definitiva entre a previsão de comportamento feita através dos métodos numéricos e as respostas observadas

no campo de forma a que se possa confirmar a validade dos parâmetros do solo propostos para as relações numéricas em questão.

Quanto mais complexa for a formulação numérica, mais necessário se torna verificar a sua validade confrontando suas previsões com o observado em um determinado número de problemas com situações de contorno simples e bem definidas.

## II.2. - Descrição do modelo utilizado na pesquisa

O modelo utilizado para a execução dos ensaios (figuras II-6 e II-7 e fotos II-1 a II-6) é constituído por um conjunto de 3 cortinas rígidas, independentes entre si, tendo cada uma delas 30 cm de altura por 40 cm de largura; o aterro se estende 90 cm por detrás da parede. As cortinas foram projetadas para executar um movimento de rotação em torno da base e estão ligadas a uma caixa contendo areia como material de aterro. As duas cortinas laterais funcionam como "células guarda", protegendo a cortina do centro, na qual são feitas as medições, das influências do atrito do solo com as paredes laterais da caixa e o consequente efeito de arco. Um cabo de aço de 1/16 de polegada equipado com plaquetas quadradas funciona como ancoragem quando ligado à cortina, ou simplesmente como reforço do solo quando sem vínculo com a cortina. Um sistema de peso e contra peso com reservatório de água permite a aplicação do carregamento externo à cortina. A monitoração da força externa aplicada e das deformações correspondentes, medidas através de dois extensômetros fixados em pontos diferentes da parede, nos permite o traçado da curva momento versus rotação da cortina.

Foi também desenvolvido equipamento que acoplado à cortina possibilita a execução de ensaios de arrancamento de ancoragem isolada (Figuras II-8 e II-9 e fotos II-7 a II-9). Ele compõe-se basicamente de um eixo munido de rolamento através do qual passa o cabo de aço que transmite a carga do reservatório de água diretamente à ancoragem. A mobilidade do eixo permite seu posicionamento para a execução de ensaios à diversas profundidades.

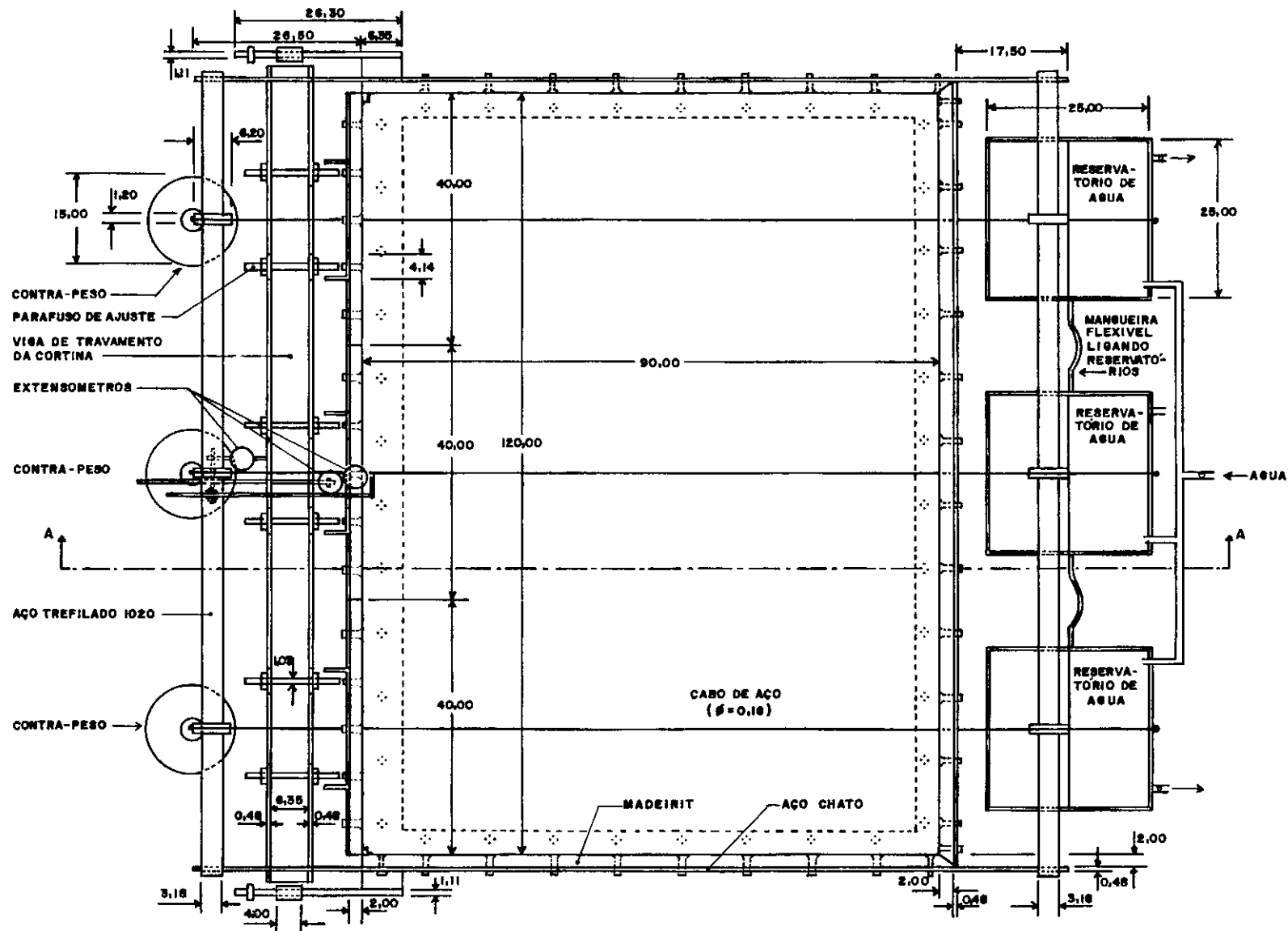
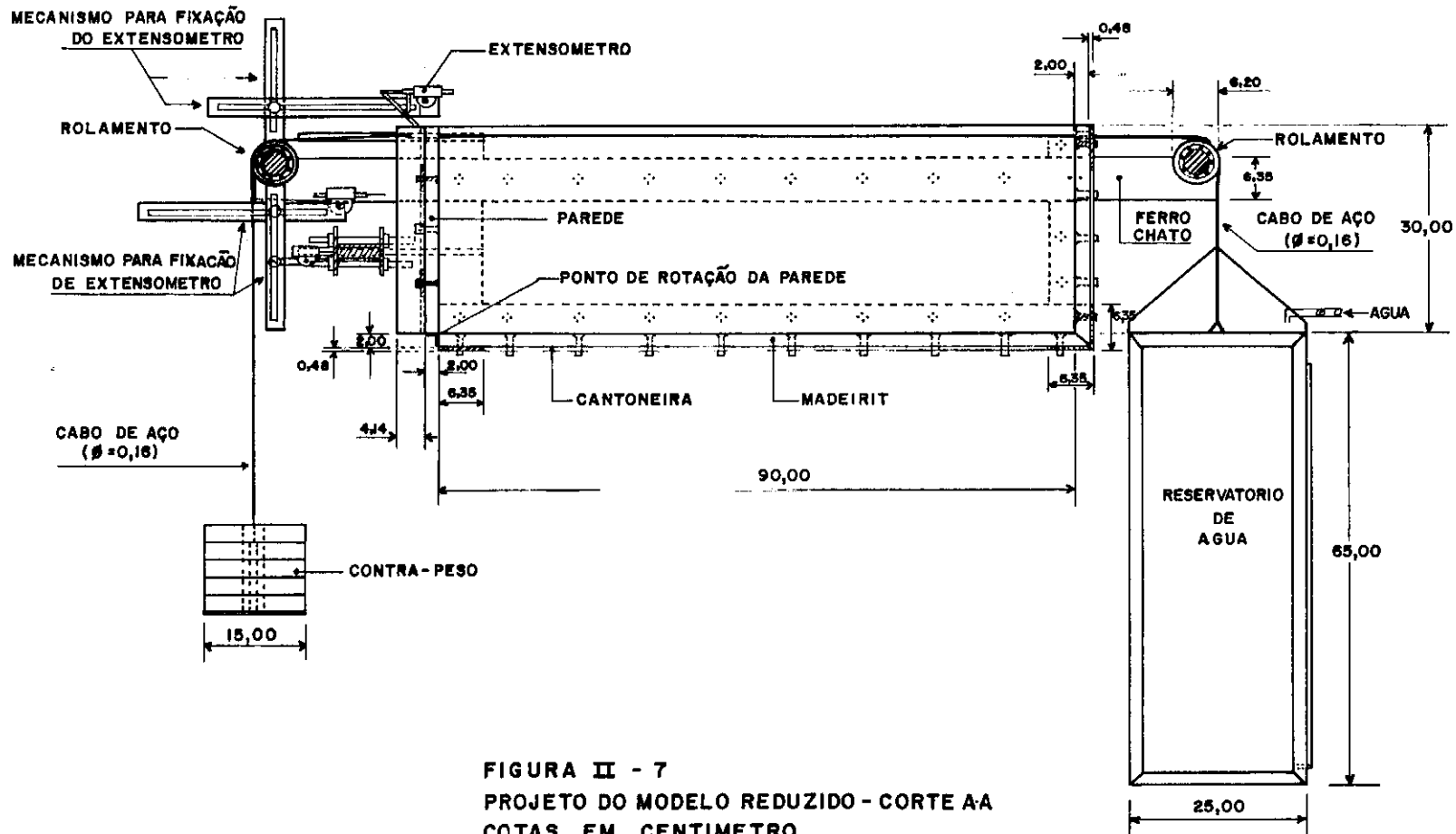


FIGURA II - 6  
PROJETO DO MODELO REDUZIDO-PLANTA  
COTAS EM CENTIMETRO



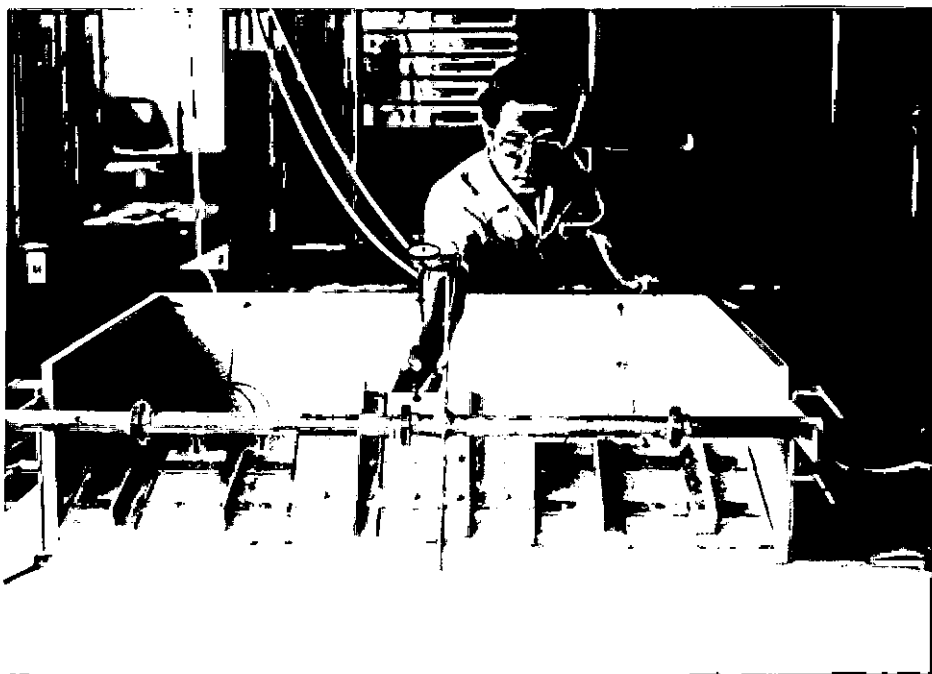


FOTO II-1: Vista frontal do modelo mostrando as três cortinas independentes entre si.

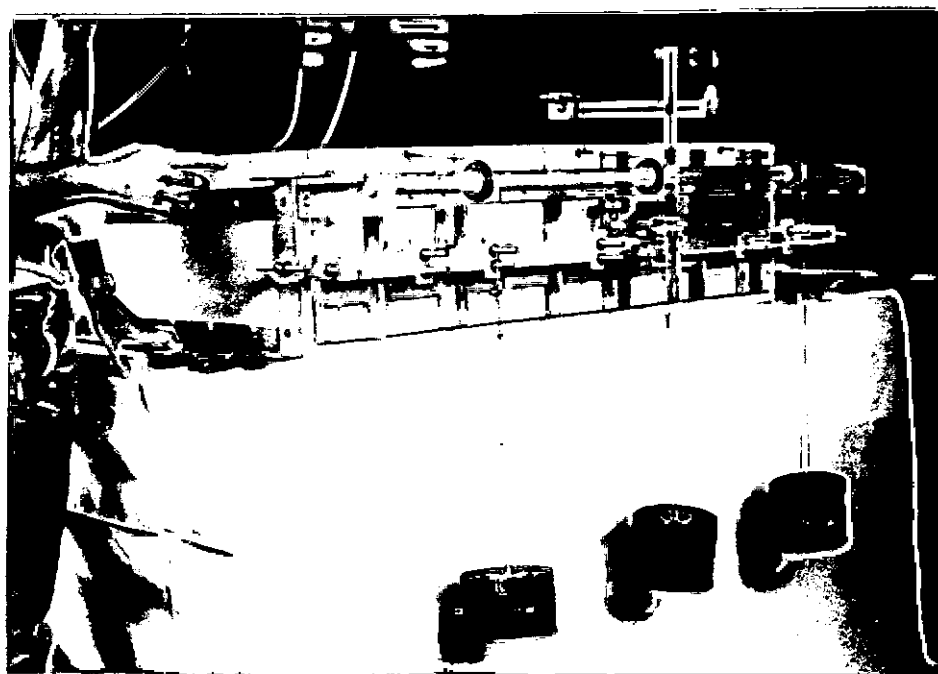


FOTO II-2: Vista frontal do modelo, observando-se detalhes dos contra-pesos, extensômetros e viga para o travamento da cortina.

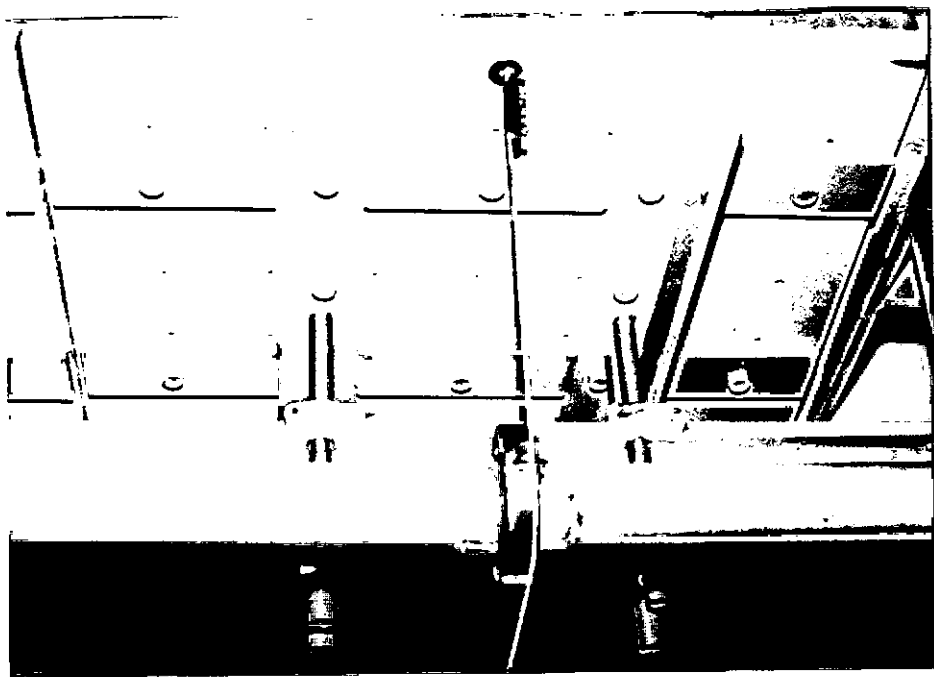


FOTO II-3: Detalhe do contacto entre a cortina e a viga de travamento.

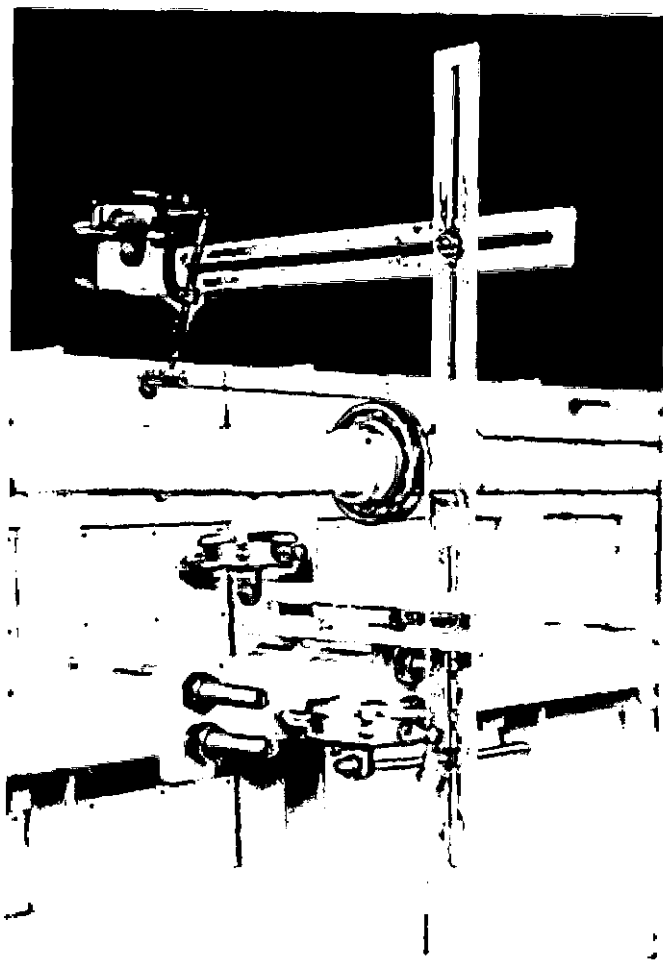


FOTO II-4: Detalhe do sistema de medição de deformações.



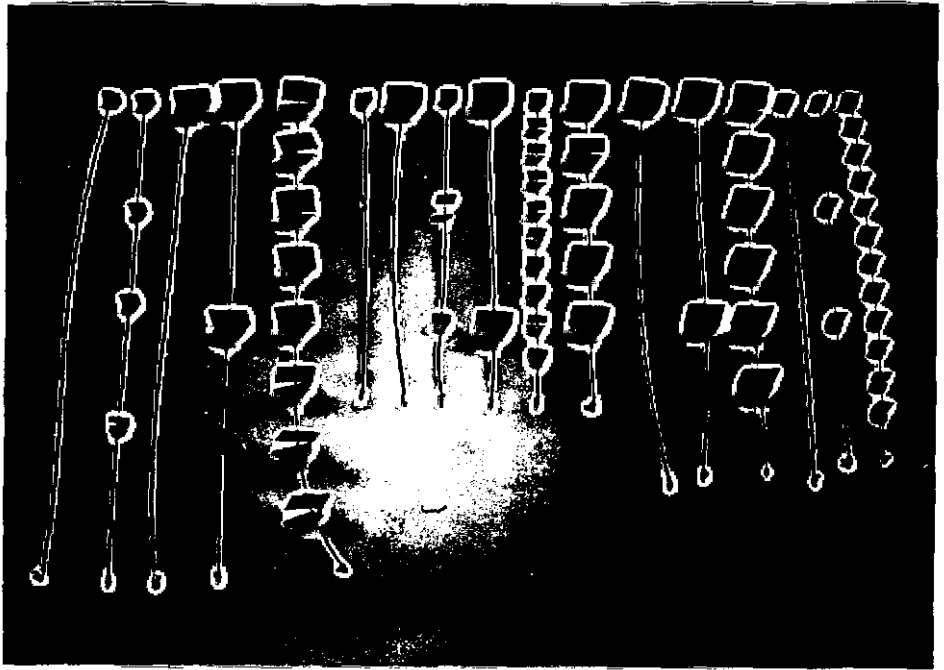


FOTO II-5: Configurações de ancoragens ensaiadas.

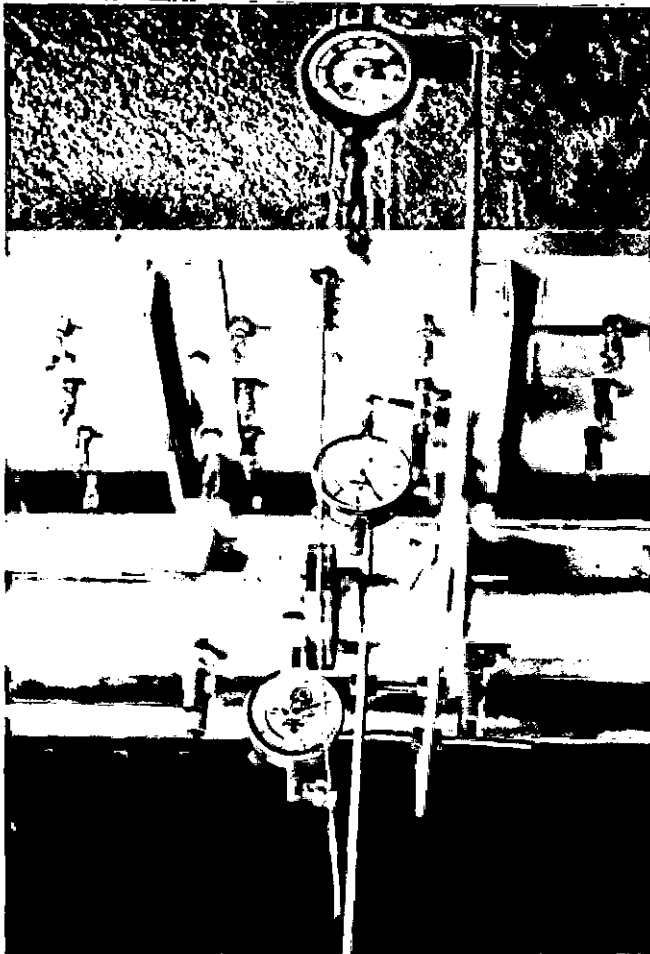


FOTO II-6: Cortina central ancorada. Detalhe da fixação dos tirantes à cortina. Detalhe das anilhas usadas para aplicar uma pequena protensão garantindo a mobilização simultânea de todas as ancoragens.

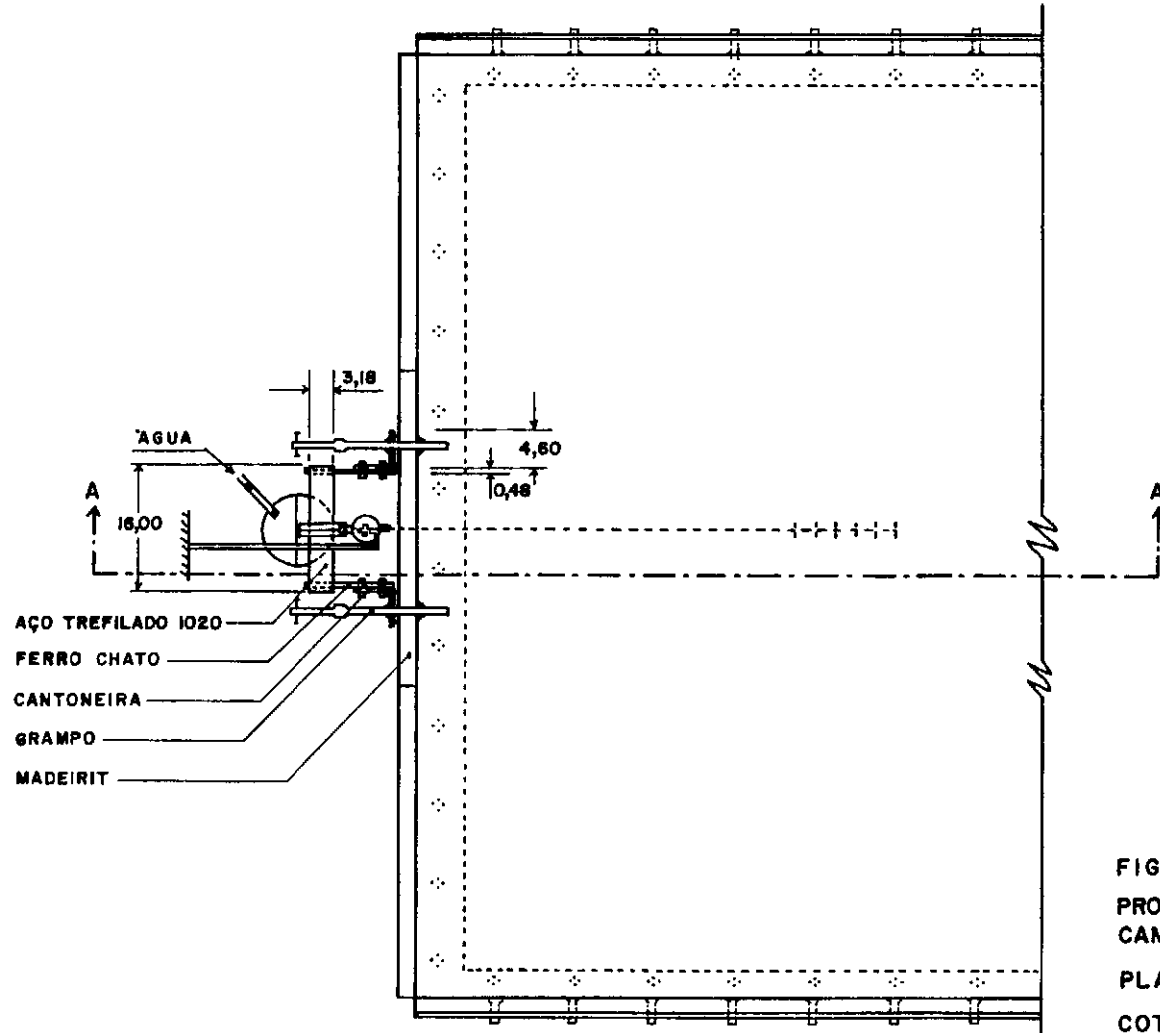


FIGURA II-8

PROJETO DO MECANISMO DE ARRAN -  
CAMENTO DE ANCORAGEM ISOLADA

PLANTA

COTAS EM CENTIMETRO

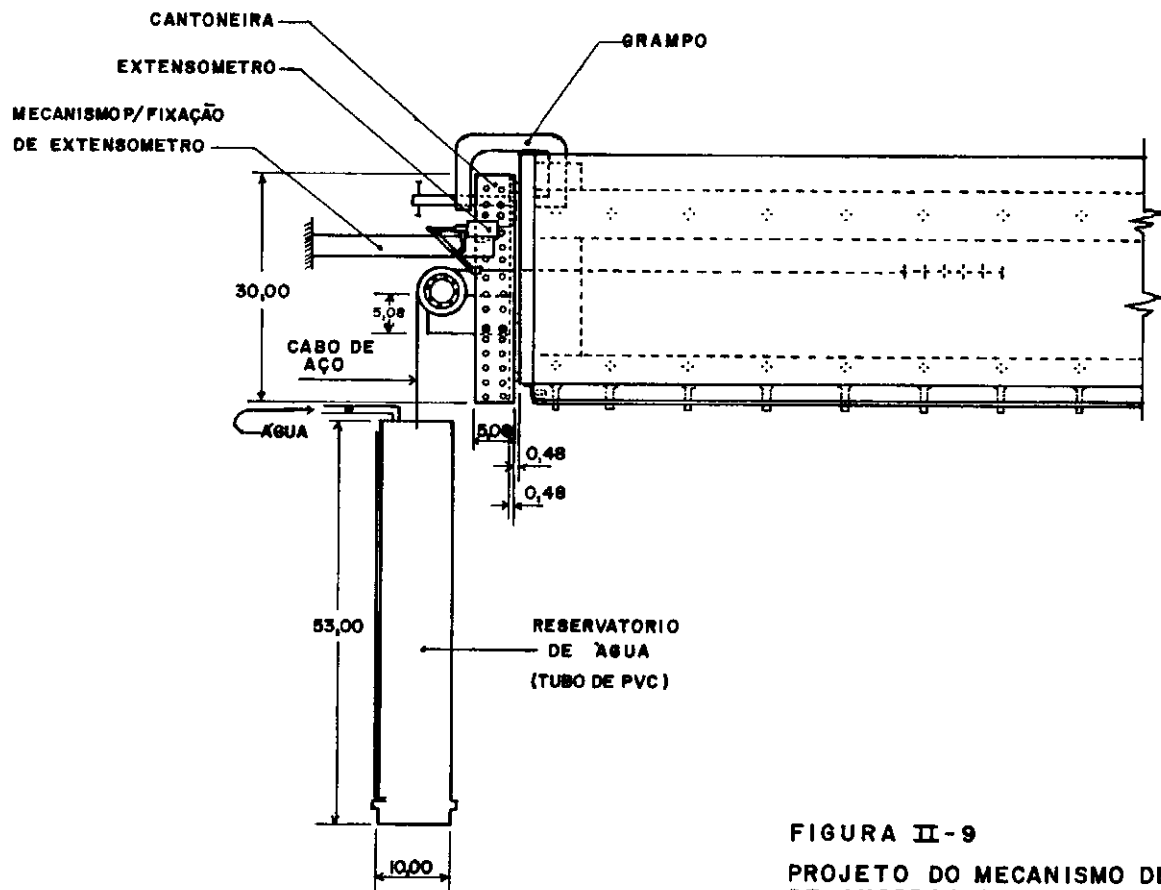


FIGURA II-9

PROJETO DO MECANISMO DE ARRANCAMENTO  
DE ANCORAGEM ISOLADA

CORTE A-A

COTAS EM CENTIMETRO

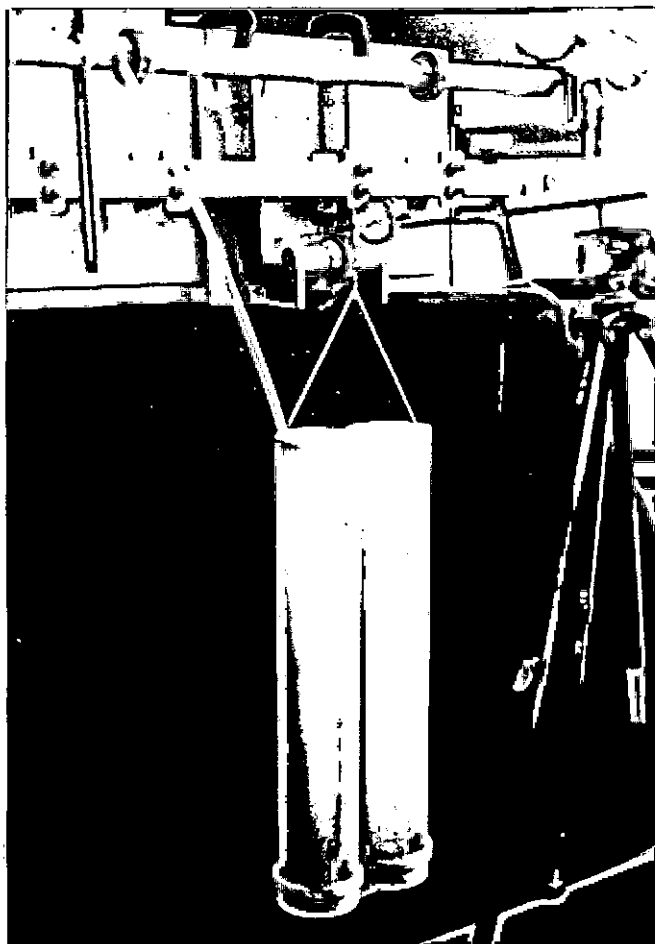


FOTO II-7: Equipamento utilizado para a execução de ensaios de arrancamento de ancoragem isolada.

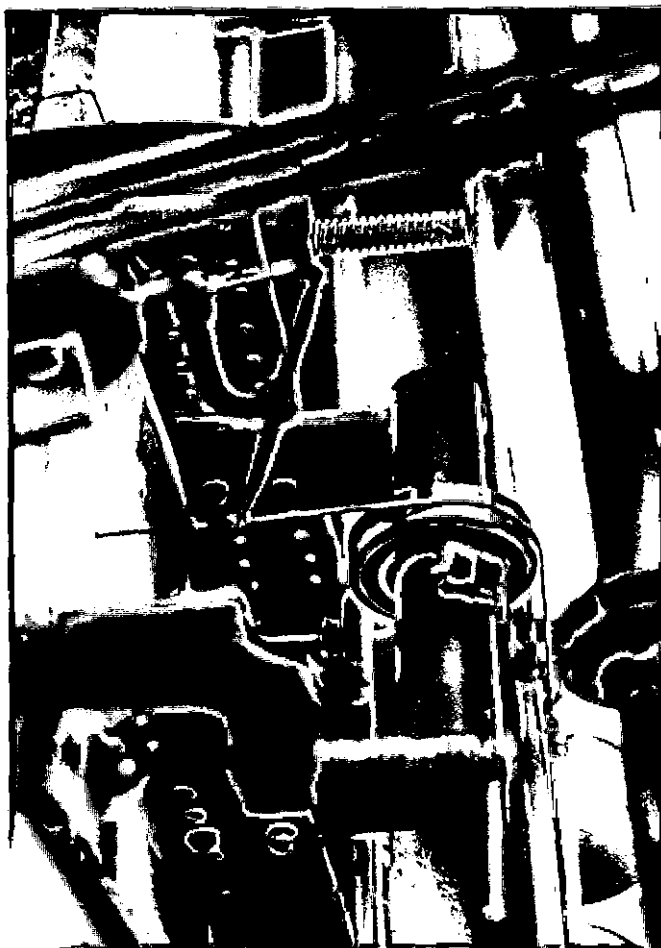


FOTO II-8: Detalhe do equipamento para arrancamento de ancoragem isolada.

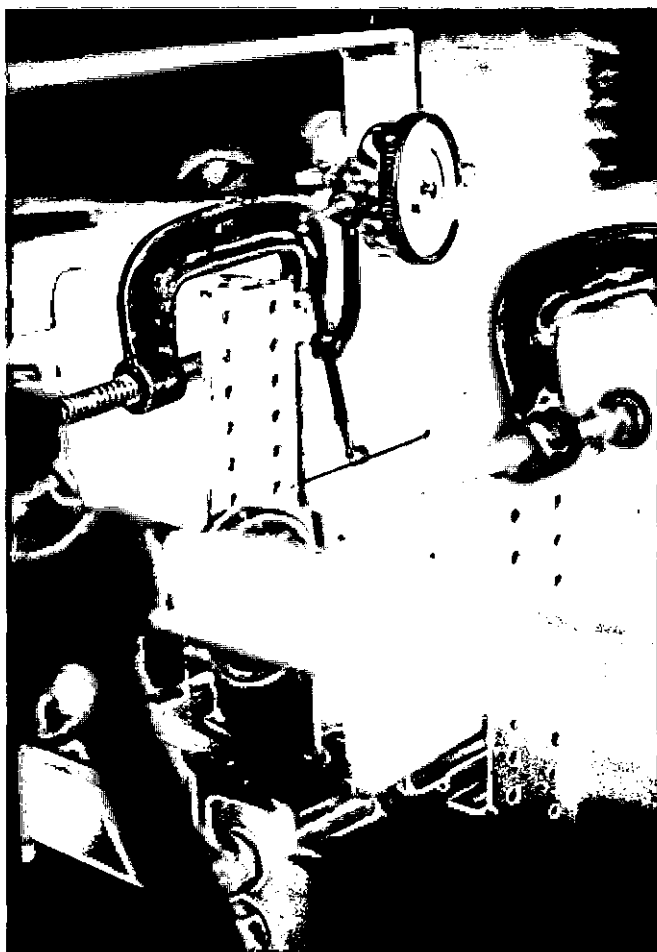


FOTO II-9: Equipamento para arrancamento de ancoragem isolada:  
- Detalhe do sistema de medição das deformações da ancoragem.

### II.3. - Análise dimensional do modelo utilizado na pesquisa

No caso específico da pesquisa em questão o material utilizado no modelo é uma areia cuja coesão é nula. Assim a condição de semelhança se reduzirá a  $\phi_M = \phi_p$ , isto é, obedecida a relação de escala geométrica entre o modelo e o protótipo, conclui-se que será mantida a semelhança se o ângulo de atrito do modelo ( $\phi_M$ ) for igual ao protótipo ( $\phi_p$ ). De maneira geral isto não se verifica pois a mudança necessária da granulometria do solo utilizado no estudo em modelo reduzido leva a um material diverso do protótipo e conseqüentemente a um diferente parâmetro de resistência ( $\phi$ ). Entretanto caso seja utilizado no modelo um material mineralogicamente e com formato de grãos similar ao protótipo as diferenças com relação a  $\phi$  se resumirão aos efeitos oriundos do nível de tensão.

Entretanto esta discrepância não prejudicará o estudo qualitativo do problema. Os resultados obtidos no modelo representarão um protótipo cujo solo terá uma granulometria h vezes maior que a do modelo, sendo h o fator de escala, e um ângulo de atrito correspondente ao nível de tensões atuante no modelo.

Assim já que o modelo utilizado na pesquisa tem um fator de redução na escala geométrica de aproximadamente  $1 \div 15$ , o solo modelado, uma areia de granulometria média ( $95\% < 2 \text{ mm}$ ,  $80\% < 0,6 \text{ mm}$  e  $3\% < 0,06 \text{ mm}$ ), representaria no protótipo um pedregulho arenoso ( $95\% < 30 \text{ mm}$ ,  $80\% < 9 \text{ mm}$  e  $3\% < 0,9 \text{ mm}$ ) com o mesmo ângulo de atrito, no caso igual a  $35^\circ$ .





## CAPÍTULO III - ESTUDOS EM MODELOS REDUZIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### III.1 - Características do solo utilizado na pesquisa

O solo usado como material de aterro é uma areia de rio, da região de Pedro Leopoldo, em Minas Gerais. O peso específico real dos grãos é de  $2,66 \text{ ton/m}^3$  e a sua curva granulométrica é a que se apresenta na figura III-1. A tabela III-1 resume características de peso específico aparente seco -  $\gamma_s$  - Índice de vazios -  $e$  - e densidade relativa -  $D_r$ .

CONDIÇÃO	$\gamma_s \text{ (ton/m}^3\text{)}$	$e$	$D_r \text{ (\%)}$
01	1,394	0,91	0,00
02	1,649	0,61	100,00
03	1,538	0,73	61,30
04	1,600	0,66	83,26

TABELA III-1

CONDIÇÃO 01 - Areia depositada dentro de um cilindro Proctor, sem altura de queda.

CONDIÇÃO 02 - Areia intensamente vibrada e confinada dentro de um cilindro Proctor.

CONDIÇÃO 03 - Areia simplesmente depositada no modelo, tendo sua superfície sido regularizada com uma régua, em camadas de 5 cm (Foto III-1).

CONDIÇÃO 04 - Areia colocada no modelo, confinada e vibrada em camadas de 5 cm após a regularização da superfície com uma régua (Foto III-2). O tempo de vibração por camada foi de 5 minutos.

O ângulo de atrito, para as condições 03 e 04, foi avaliado por retro-análise a partir dos coeficientes de empuxo ativo obtidos nos ensaios (Item III.2.3).

Apresenta-se na tabela III-2 o ângulo de repouso do material para três volumes distintos.

PESO DO SOLO (gr)	DIÂMETRO DA BASE DO CONE (cm)	ALTURA DO CONE (cm)	VOLUME DO CONE (cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\phi$ (REPOUSO) (graus)	$\phi$ MÉDIO (REPOUSO) (graus)
1456	23,5	6,9	997,59	1,46	30,42	32,61
1403	22,7	7,4	998,28	1,41	33,10	
1412	22,8	7,3	993,48	1,42	32,63	
4262	33,2	10,4	3001,08	1,42	32,07	
4416	32,4	10,9	2995,61	1,47	33,93	
4228	33,4	10,2	2978,94	1,42	31,42	
7453	38,1	13,2	5016,40	1,49	34,72	
7474	39,8	12,3	5100,82	1,47	31,72	
7314	38,7	12,8	5018,81	1,46	33,48	

TABELA III-2

Os ângulos de atrito determinados em ensaios de cisalhamento direto para o material seco ao ar foram  $38,7^{\circ}$  e  $43,4^{\circ}$ , para as compacidades de respectivamente 61,3% e 83,3%. As pressões de confinamento utilizadas nos ensaios foram de  $0,25 \text{ kg/cm}^2$ ,  $0,50 \text{ kg/cm}^2$  e  $1,00 \text{ kg/cm}^2$ . Os resultados dos ensaios apresentam-se nas figuras III-2 e III-3.

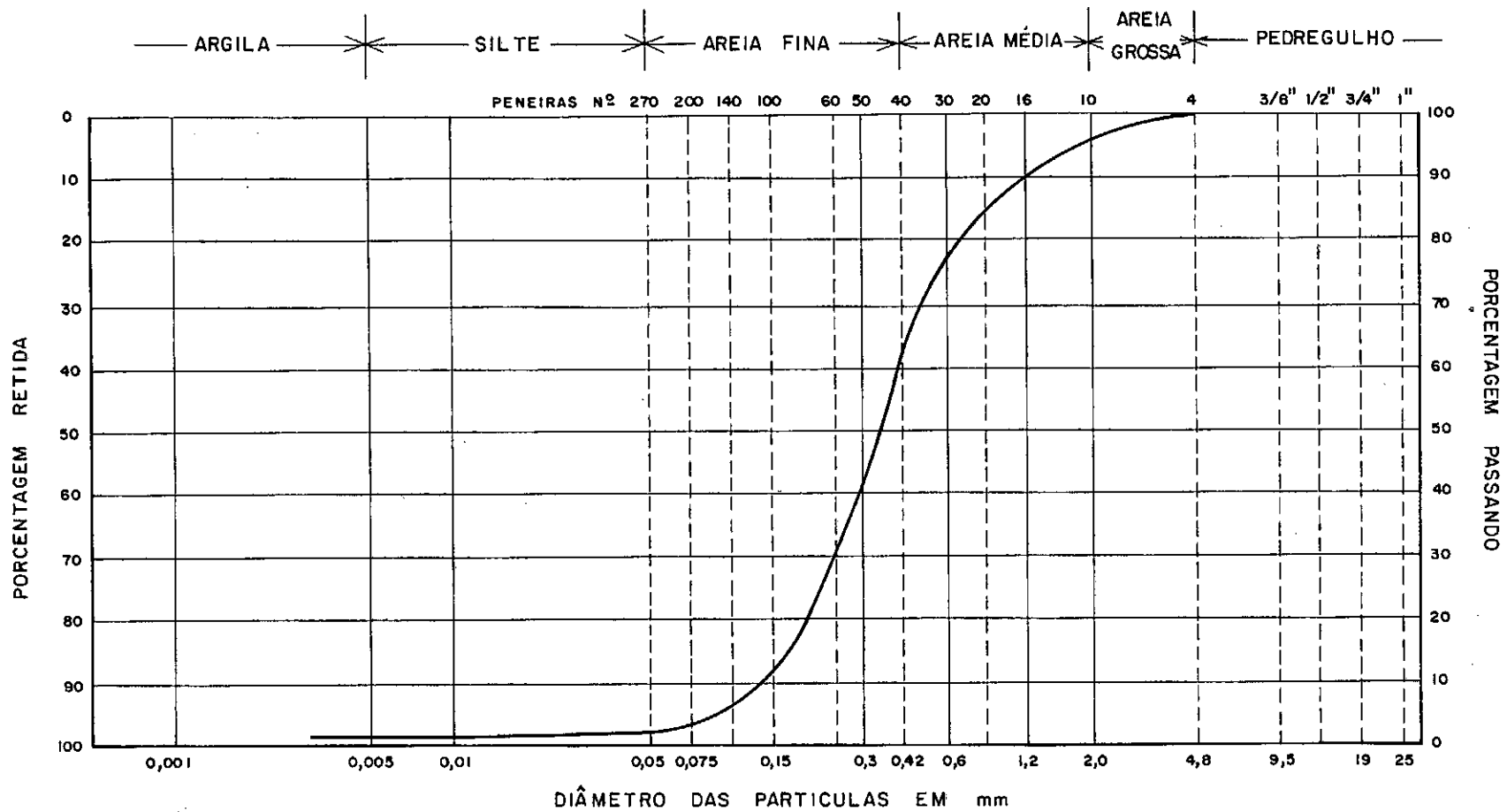
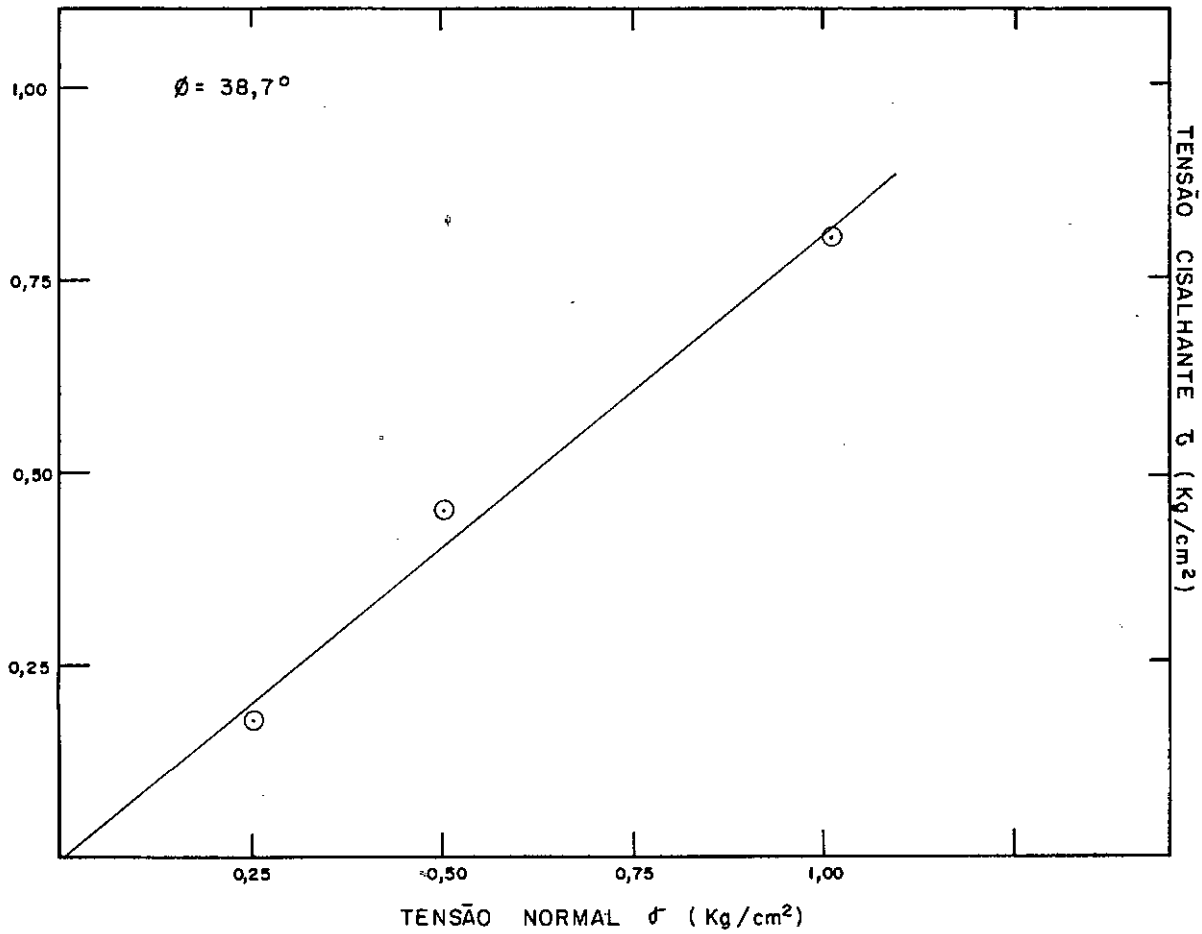


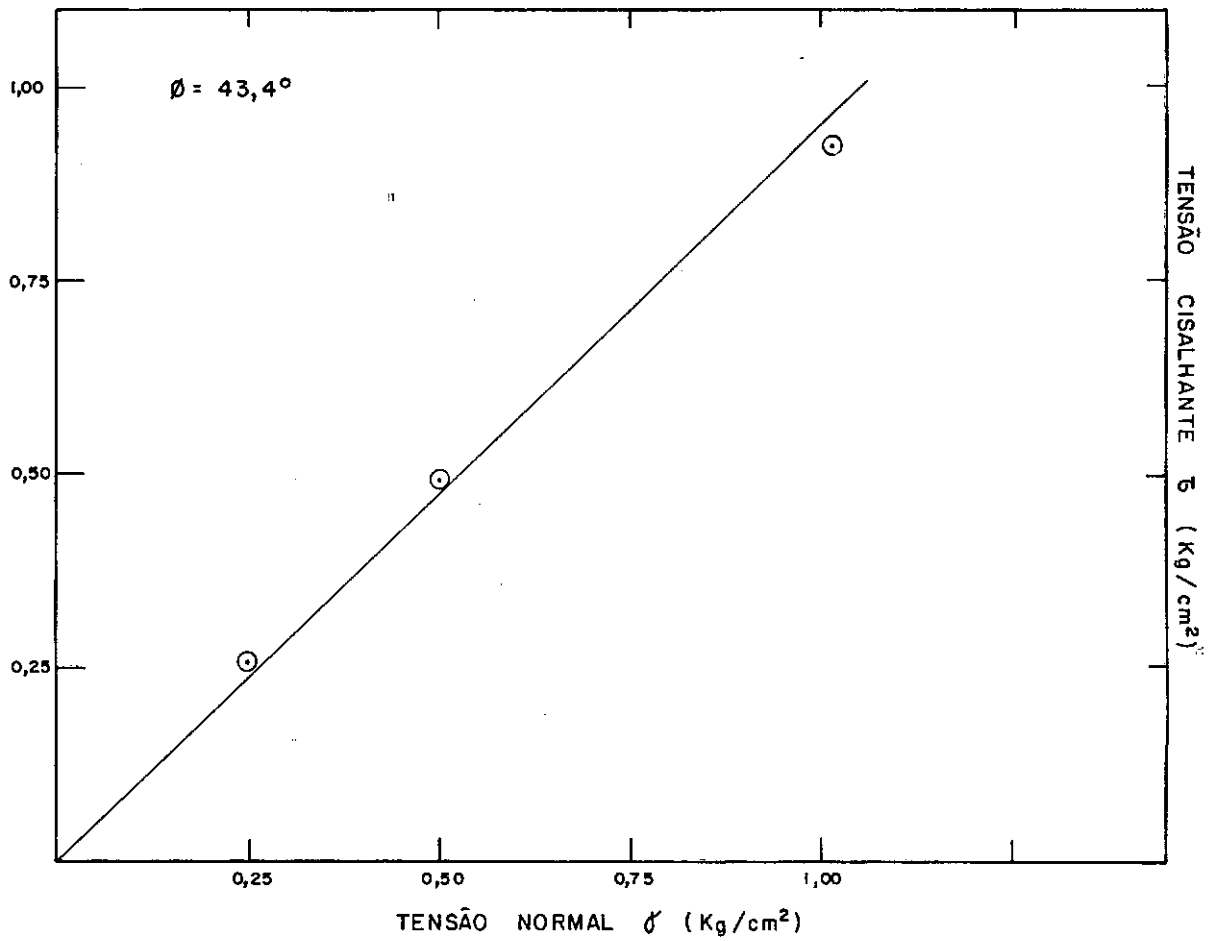
FIGURA III - 1  
 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA



CORPO DE PROVA Nº	1	2	3
TENSÃO NORMAL INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,25	0,50	1,00
VELOCIDADE DE ENSAIO (mm/min)	0,7315	0,7315	0,7315
UMIDADE (%)	0,0	0,0	0,0
DENSIDADE RELATIVA (%)	61,3	61,3	61,3
PESO ESPECÍFICO SECO (g/cm <sup>3</sup> )	1,54	1,54	1,54

FIGURA III - 2

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



CORPO DE PROVA Nº	1	2	3
TENSÃO NORMAL INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,25	0,50	1,00
VELOCIDADE DE ENSAIO (mm/min)	0,7315	0,7315	0,7315
UMIDADE (%)	0,0	0,0	0,0
DENSIDADE RELATIVA (%)	83,3	83,3	83,3
PESO ESPECÍFICO SECO (g/cm <sup>3</sup> )	1,60	1,60	1,60

FIGURA III - 3

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

### III.2. - Empuxo na Parede

#### III.2.1. - Revisão bibliográfica

##### III.2.1.1. - Introdução

Faz-se neste item uma descrição bastante resumida e particularizada sobre os fundamentos teóricos dos métodos utilizados na análise dos valores de empuxo obtidos na pesquisa.

As metodologias apresentadas estão particularizadas para o caso de solo sem coesão, superfície do terrapleno horizontal sem sobrecarga e interface entre a estrutura de contenção e o terrapleno na vertical.

##### III.2.1.2. - Pressões de terra no repouso

Seja um semi-espaco infinito com superfície horizontal, sem sobrecarga, constituído de material normalmente depositado, homogêneo e que não tenha sido submetido a quaisquer deformações horizontais. Nessas condições os planos vertical e horizontal são principais e as tensões atuantes a uma profundidade  $Z$  são respectivamente,  $\sigma_v = \gamma Z$  e  $\sigma_H = K_0 \sigma_v$ , sendo  $K_0$  denominado coeficiente de empuxo no repouso. A distribuição de tensões com a profundidade é portanto triangular conforme apresentado na figura III-4.

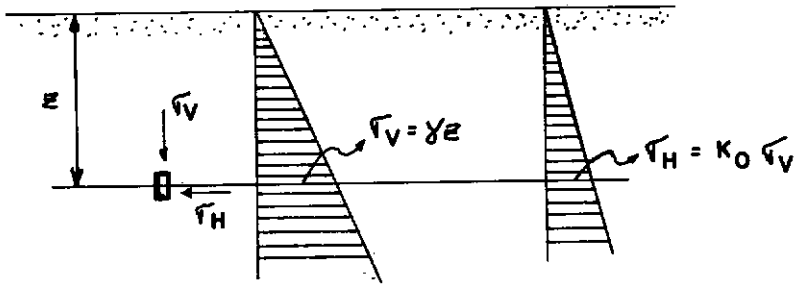


FIGURA III-4 - Semi-Espaço com Superfície Horizontal

O valor de  $K_0$  é função do tipo de solo e de sua história geológica, não podendo ser determinado teoricamente.

Para a determinação de  $K_0$  pode-se utilizar ensaios triaxiais em laboratório. Nestes testes a relação entre as tensões horizontais e verticais é ajustada de forma a manter nulo os deslocamentos horizontais. Plotando  $\bar{\sigma}_3$  versus  $\bar{\sigma}_1$  obteremos uma reta no caso de solos normalmente depositados; a inclinação dessa reta nos fornecerá  $K_0$ . A figura III-5 ilustra o resultado de um ensaio. Aliviando o carregamento obteremos uma outra curva acima da reta: o pré-adensamento exerce uma grande influência sobre o valor do coeficiente de empuxo no repouso. Se carregarmos a superfície de um semi-espaço constituído por material arenoso, com uma carga uniforme  $q$ , então teremos pressões verticais e horizontais a uma profundidade  $Z$  que corresponderão a uma profundidade  $Z + \frac{q}{\gamma}$ . Uma vez removido o carregamento, as tensões verticais retornarão ao valor original  $\gamma Z$ . Entretanto, o mesmo não acontece com as tensões horizontais caso se tenha excedido o valor limite de comportamento elástico.



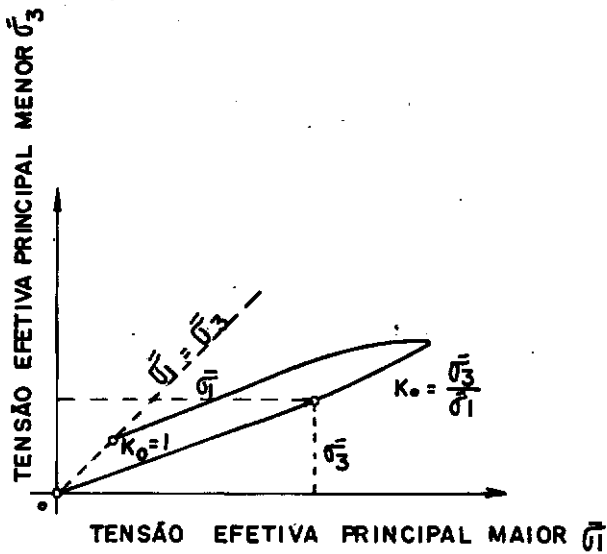


FIGURA III-5 - Determinação de  $K_0$  em ensaios de Compressão Triaxial. BISHOP e HENKEL (1957).

Se o solo é submetido a um pré-adensamento pode mesmo acontecer que as tensões horizontais superem em valor as tensões verticais. A compactação pode causar efeito semelhante.

HENKEL (1957) e BISHOP (1958) sugerem existir uma relação entre o ângulo de atrito do solo normalmente adensado e o coeficiente de empuxo no repouso. A relação pode ser vista no gráfico da figura III-6.

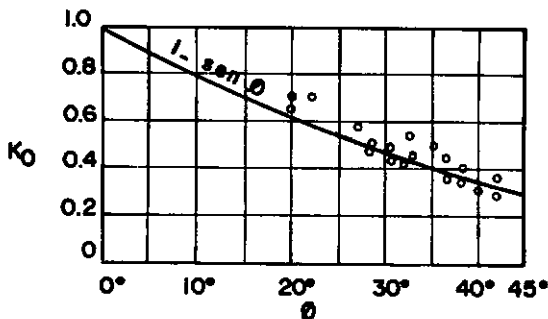


FIGURA III-6 - Relação entre o ângulo de atrito interno e  $K_0$ . Dados de HENKEL e BISHOP (1958).

A figura III-6 mostra também que os dados de HENKEL e BISHOP podem ser expressos pela fórmula empírica de JAKY (1944):

$$K_0 \approx 1 - \text{SEN } \phi \quad (\text{III-1})$$

III.2.1.3. - Estados ativo e passivo de RANKINE(1857) em uma massa de solo semi-infinita e sem coesão com a superfície horizontal.

A figura III-7-a mostra um elemento prismático de uma massa de solo semi-infinita, sem coesão e com a superfície horizontal. A linha OM na figura III-7-b determina as condições de tensão para a ruptura desse material; sua equação é:

$$\tau = \sigma \text{tg } \phi \quad (\text{III-2})$$

Sendo  $\gamma$  o peso específico aparente do material, a tensão na base do elemento será dada por  $\gamma Z$ . Posto que a tensão cisalhante nas seções horizontais é nula, a tensão normal  $\gamma Z$  na base do elemento é uma tensão principal. No círculo de Mohr da figura III-7-b essa tensão está representada pela distância OZ.

Enquanto a massa de solo permanecer no seu estado original de equilíbrio elástico, intermediário entre os estados ativo e passivo, a razão entre as tensões principais horizontal e vertical será igual ao coeficiente de empuxo no repou -

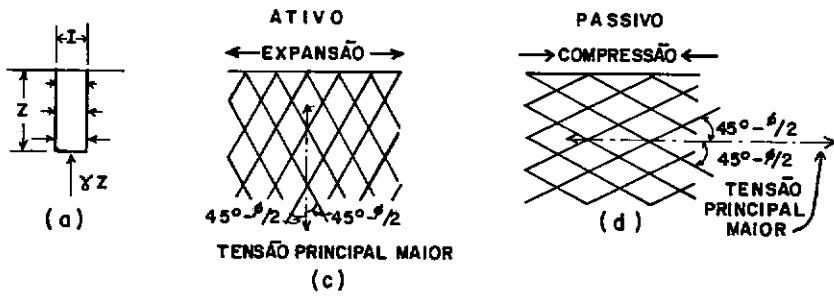


FIGURA III-7-a;b;c;d - Semi-espaco com superfície horizontal de material sem coesão.

- Tensões atuantes no contorno de um elemento prismático.
- Representação gráfica do estado de tensões na ruptura.
- Planos de ruptura no estado ativo.
- Planos de ruptura no estado passivo.

so,  $K_0$ , e consequentemente a tensão principal horizontal será:

$$\sigma_H = K_0 \gamma Z \quad (\text{III-3})$$

Para se induzir o estado ativo de RANKINE (1857) na massa de solo teremos que aliviá-la na direção horizontal até que as condições de tensão para o equilíbrio plástico sejam satisfeitas posto que para se alcançar o estado ativo deve haver uma diminuição da tensão principal horizontal permanecendo constante a vertical. O círculo de ruptura que representa o estado ativo a uma profundidade  $Z$  está localizado à esquerda do ponto  $Z$  na figura III-7-b. O polo correspondente está representado na figura pelo ponto  $P_A$  - o índice  $A$  refere-se ao estado ativo. Como se supõe sabido, o polo está localizado na interseção do círculo com uma reta passando por  $Z$  paralela ao plano em que atua a tensão  $\gamma Z$ . Como esse plano é horizontal e o ponto  $Z$  se localiza no eixo horizontal, o polo  $P_A$  está localizado no ponto de interseção entre o círculo e o eixo horizontal do diagrama de MOHR. Os planos de ruptura da figura III-7-c são paralelos às linhas  $P_A a$  e  $P_A a_1$  da figura III-7-b. Esses planos fazem um ângulo de  $45 - \phi/2$  com a horizontal. Das relações geométricas da figura III-7-b podemos tirar que a tensão ativa normal a um plano vertical a uma profundidade  $Z$  abaixo da superfície do terreno será:

$$\sigma_A = \gamma Z \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{III-4})$$

Posto que, como já visto,  $\gamma Z$  é a tensão normal a um plano horizontal situado a profundidade  $Z$ , temos que o quociente  $\sigma_A/\gamma Z = \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2)$  independe da profundidade. Isso nos leva a concluir que a tensão normal a um plano vertical aumenta linearmente com a profundidade de forma análoga a uma pressão hidrostática.

Se a ruptura do solo é resultado de uma compressão lateral, envolvendo um aumento da tensão principal horizontal, o estado de tensões na ruptura será representado na figura III-7-b pelo círculo que passa por Z e é tangente à envoltória de ruptura no ponto b. Para essa condição os planos de ruptura serão paralelos a  $P_p b$  e  $P_p b_1$  - figura III-7-b. Eles formam um ângulo de  $45 + \phi/2$  com a vertical. Das relações geométricas da figura III-7-b podemos tirar que

$$\sigma_p = \gamma Z \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{III-5})$$

e o quociente entre as tensões horizontais e verticais é  $\sigma_p/\gamma Z = \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$ . De forma análoga às tensões ativas,  $\sigma_p/\gamma Z$  independe da profundidade; a tensão passiva aumenta linearmente com Z de forma análoga a uma pressão hidrostática.

#### III.2.1.4. - Aplicação da teoria de RANKINE (1857) ao cálculo do empuxo de solo sobre as estruturas de contenção.

As estruturas de contenção quase sempre sofrem deslocamentos e como resultado mudanças de volume ocorrerão na massa de solo. Dependendo se se trata de uma expansão ou compressão, ocorrerá como resultado respectivamente um estado ativo ou um estado passivo de tensões. Um exemplo bem conhecido é o caso de uma parede rígida girando em torno do pé. Para um deslocamento nulo teremos uma pressão de solo no repouso (figura III-8). Se o movimento de rotação da parede causa uma expansão na massa de solo, a pressão lateral irá gradualmente dimi

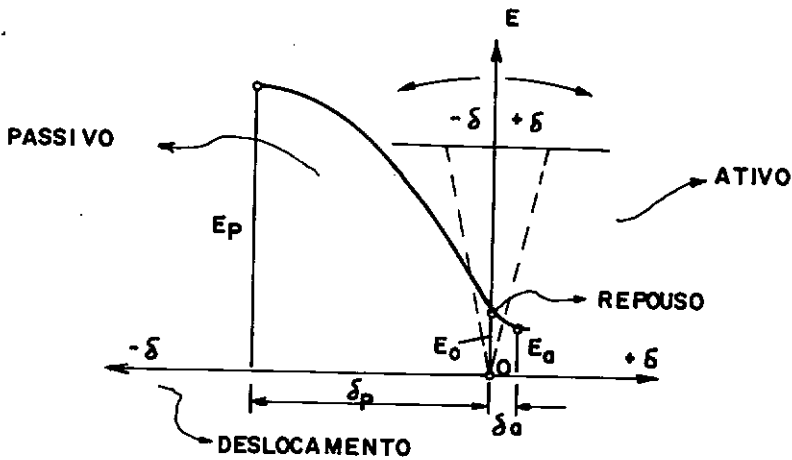


FIGURA III-8 - Relação entre o movimento da parede e as pressões no repouso, ativa e passiva.

nuindo até atingir um limite inferior, dita pressão ativa. Se uma força empurra a parede contra a massa de solo, esta será comprimida resultando em uma pressão passiva. O valor da pressão passiva ou da pressão ativa é função do deslocamento. A relação entre deslocamento e pressão atuante pode ser vista na figura III-8. Para um deslocamento nulo teremos atuando a pressão no repouso. Uma rotação positiva causará um decréscimo da pressão atuante sobre a cortina por causa da mobilização da resistência ao cisalhamento do solo. Depois que o deslocamento atingir um determinado valor, a ruptura ocorrerá; se desenvolverá uma superfície de escorregamento ao longo da qual a resistência ao cisalhamento será totalmente mobilizada.

Ao contrário, se a parede for empurrada contra o solo, uma rotação negativa ocorrerá e essa rotação só se manterá com o aumento da força que empurra a cortina contra o solo. Se a força atinge um valor que a massa não mais pode suportar, então ocorre a ruptura. Novamente uma superfície de escorregamen

to se desenvolve e a resistência ao cisalhamento será mobilizada. Tanto a pressão ativa quanto a pressão passiva tem um valor limite; eles pertencem ao chamado estado de equilíbrio limite.

Feitas as definições acima, passaremos ao cálculo, no caso particular, da pressão de terra exercida por uma massa de solo sem coesão, com a superfície do terrapleno horizontal e sem sobrecarga, sobre uma cortina vertical de altura  $H$ , com movimentação relativa nula no contato solo-cortina.

De acordo com RANKINE (1857) a tensão lateral em  $ab$  (figura III-9) é idêntica à tensão atuante num plano vertical em uma massa de solo semi-infinita com a superfície horizontal no estado ativo. Esta hipótese é válida no caso de ser nulo o deslocamento relativo no contato solo-parede de contenção e movimentação da parede se dar por rotação em torno do  $pê$ .

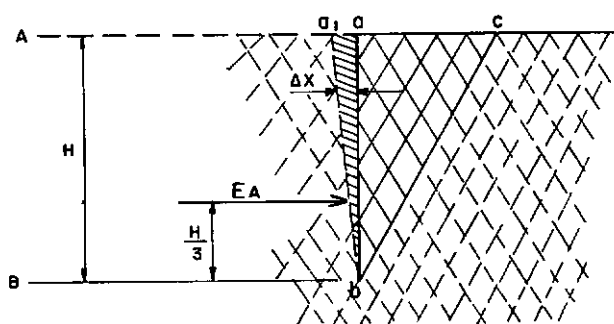


FIGURA III-9

No caso de ruptura ativa a tensão normal em um plano vertical é:

$$\sigma_A = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{III-6})$$

e o empuxo total atuante sobre a cortina de altura H será, por unidade de comprimento, igual a:

$$E_A = \int_0^H \sigma_A dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{III-7})$$

Para o caso de ruptura passiva teremos:

$$\sigma_P = \gamma z \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{III-8})$$

e

$$E_P = \int_0^H \sigma_P dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{III-9})$$

Em ambos os casos a distribuição das pressões sobre ab é hidrostática e conseqüentemente o ponto de aplicação da força de empuxo atuante se situa a 1/3 da altura, acima da base de ab.

III.2.1.5. - Método de COULOMB(1773) para o cálculo do empuxo sobre estruturas de contenção com paramento vertical, solos não coesivos e superfície do terrapleno horizontal sem sobrecarga.

As hipóteses adotadas por COULOMB, conforme apresentadas em KÉZDI (1974) são as seguintes:

1. A superfície de escorregamento é plana.



2. A superfície de paramento é vertical, a superfície do terreno é horizontal e não há atrito entre a parede e o solo.
3. Na superfície de escorregamento, no instante da ruptura o atrito é totalmente mobilizado e a condição  $T = N \tan \phi$  é válida, sendo T e N respectivamente as resultantes normal e tangencial atuantes sobre essa superfície.
4. Entre as superfícies de ruptura possíveis, aquela que fornecer o valor da máxima pressão de terra será a considerada.

A solução pode ser obtida através da figura III-10. O peso da cunha ABC estará em equilíbrio com as reações sobre  $\overline{AB}$  e  $\overline{AC}$ ; a primeira é horizontal (hipótese 2). A segunda faz um ângulo com a normal a  $\overline{AC}$  (hipótese 3). Do triângulo de for

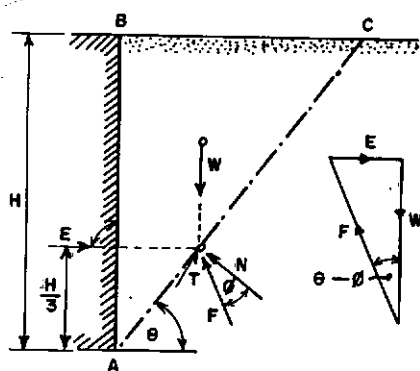


FIGURA III-10 - Método de COULOMB (1773) para o cálculo das pressões de terra.

ças tem-se:

$$E_A = W \operatorname{tg} (\theta - \emptyset) \quad (\text{III-10})$$

O peso da cunha  $\bar{e}$ :

$$W = \frac{h^2 \gamma}{2} \operatorname{COT} \theta \quad (\text{III-11})$$

Portanto

$$E_A = \frac{h^2 \gamma}{2} \operatorname{COT} \theta \operatorname{tg} (\theta - \emptyset) \quad (\text{III-12})$$

Fazendo uso da hipótese 3, teremos que determinar o máximo valor de  $E_a$ .

Resolvendo a equação:

$$\frac{dE_A}{d\theta} = \frac{h^2 \gamma}{2} \left[ - \frac{\operatorname{tg} (\theta - \emptyset)}{\operatorname{SEN}^2 \theta} + \frac{\operatorname{COT} \theta}{\operatorname{COS}^2 (\theta - \emptyset)} \right] = 0 \quad (\text{III-13})$$

Para  $\theta$ , teremos:

$$\theta = 45 + \frac{\emptyset}{2} \quad (\text{III-14})$$

Temos, portanto, o mesmo ângulo fornecido por RANKINE. Isto se explica porque as condições de contorno são as mesmas. O valor do empuxo também será o mesmo:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 (45 - \phi/2) \quad (\text{III-15})$$

Quanto ao empuxo passivo será calculado de forma análoga, porém modificando-se a hipótese 4 acima enunciada. Aqui a superfície de ruptura a ser considerada será aquela correspondente ao menor valor da pressão de terra. Isso nos dará:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{III-16})$$

Quanto ao ponto de aplicação de  $E_P$  valem as mesmas observações feitas acima.

#### III.2.1.6. - Influência da movimentação relativa entre o solo e a parede

Geralmente se desenvolvem, mesmo em terrenos horizontais contidos por muros verticais, forças tangenciais no contato entre a estrutura e o solo arrimado, como resultado dos movimentos relativos entre ambos. A figura III-11 mostra as formas de movimento. No primeiro caso, o deslocamento solo-muro produz uma força tangencial para cima que atua sobre o muro. No segundo caso, o inverso se dá. A intensidade da força tangencial resultante será função do ângulo de atrito  $\phi_w$  entre o solo e o muro e do grau de movimentação.

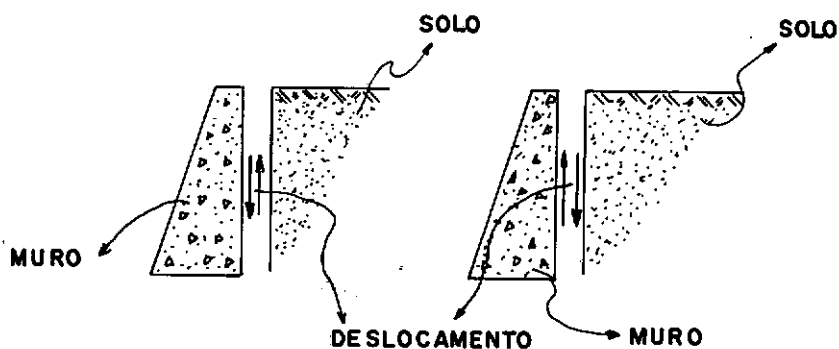


FIGURA III-11 - Movimentação relativa entre o solo e o muro.

Solução do problema a partir da zona em estado de falha:

A figura III-12 mostra as condições de contorno do problema. Na superfície do terreno não existem tensões tangenciais sobre os planos horizontal ou vertical. Resulta que, nesta superfície, os planos de ruptura formam um ângulo de

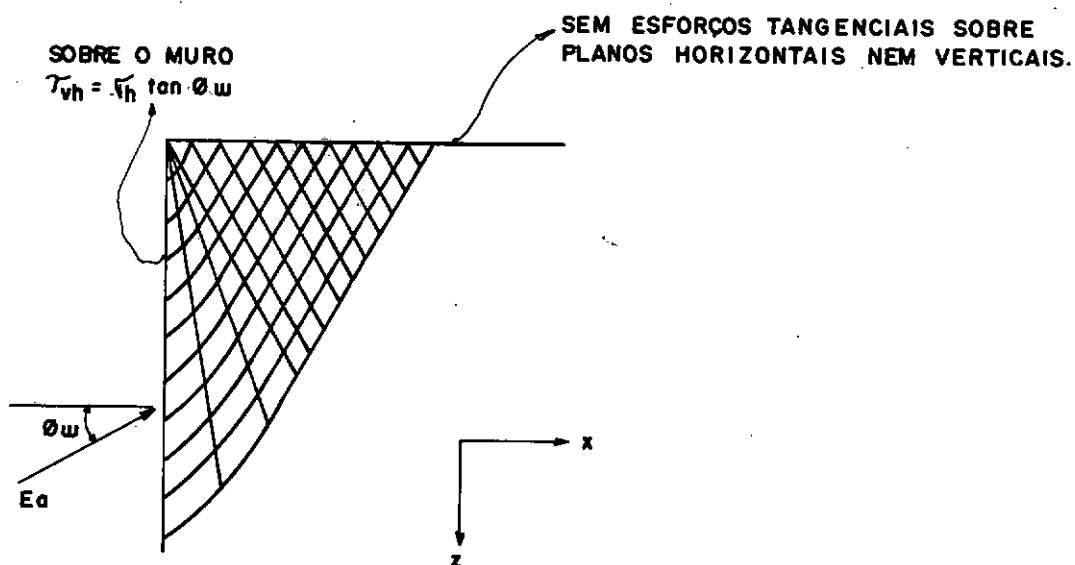


FIGURA III-12 - Superfícies de ruptura e zona rompida para o caso da atuação de tensões cisalhantes no contato solo-muro.

+ (45 +  $\phi/2$ ) com a horizontal. Sobre o paramento do muro a relação entre os esforços tangenciais e normais deve ser igual a  $\text{tg } \phi_w$ . Portanto, sobre o muro os planos de ruptura tendem a inclinação que aparece na figura III-12. Existem pois diferentes estados de Rankine em diversas zonas do terreno.

A solução deste problema de contorno é bastante complicada. Para que a condição de equilíbrio seja satisfeita na zona em estado de ruptura devem ser satisfeitas as equações diferenciais de equilíbrio:

$$\frac{\partial \sigma_V}{\partial Z} - \frac{\partial \tau_{VH}}{\partial X} - \gamma = 0 \quad (\text{III-17})$$

$$\frac{\partial \sigma_H}{\partial X} + \frac{\partial \tau_{VH}}{\partial Z} = 0 \quad (\text{III-18})$$

Deve valer também a equação de COULOMB:

$$\tau = \sigma \text{tg } \phi \quad (\text{III-19})$$

Combinando-se as equações acima se chega à chamada equação de Kötter. A solução da equação de Kötter para as condições de contorno da figura III-12, fornece a orientação das superfícies de ruptura junto com os esforços em cada ponto da zona rompida. A dedução da equação de Kötter e o método de integração numérica usado para resolvê-la pode ser visto em SOKOLOVSKI (1965). A figura III-12 mostra os resultados em forma de superfícies de ruptura, obtidos por esse método, para o caso de  $\phi = \phi_w = 30^\circ$ . O valor de  $K_A$  para estas condições é 0,31. Neste

caso  $K_A$  deixa de ser a relação entre tensões horizontais e ver ticais e passa a ser a expressão

$$K_A = \frac{\sqrt{\tau_{VH}^2 + \sigma_H^2}}{\gamma Z} \quad (\text{III-20})$$

para os esforços existentes sobre o muro. Aqui,  $\sigma_V$  não é necessariamente igual a  $\gamma Z$  por causa das tensões cisalhantes existentes sobre os planos verticais. Os planos horizontais e verticais deixam de ser os planos principais. O empuxo ativo total é

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \quad (\text{III-21})$$

e forma com a horizontal um ângulo igual ao ângulo de atrito entre o solo e a cortina. Sobre o muro todas as componentes dos esforços aumentam linearmente com a profundidade de forma que o empuxo resultante atua a um terço da altura da parede.

Solução do problema a partir do equilíbrio da cunha de ruptura:

A figura III-13 mostra o equilíbrio de forças para o problema para superfícies de ruptura retas. A única diferença com relação ao caso dos muros com tensão cisalhante nula no contato com o solo está na inclinação do empuxo que não é mais horizontal.

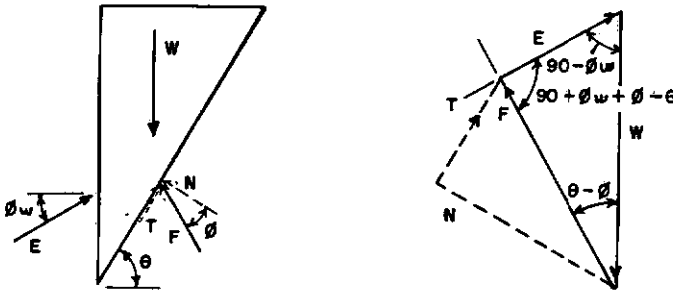


FIGURA III-13 - Equilíbrio da cunha de ruptura para o caso de tensão cisalhante no contato entre a parede e o solo.

$$E = W \frac{\text{SEN}(\theta - \phi)}{\text{SEN}(90 + \phi + \theta - \theta)}$$

A superfície crítica de deslizamento obtida por este método constitui uma aproximação da superfície mostrada na figura III-12. Também é importante lembrar que a sua inclinação não é mais  $45 + \phi/2$ .

O emprego de superfícies de escorregamento curvas conduz a valores de  $K_A$  um pouco superiores, porém a diferença não é significativa.

No caso passivo, entretanto, o método da cunha com superfícies planas superestima o valor do empuxo. Na figura III-14 é apresentada a distorção da superfície de ruptura real relativamente à superfície reta. Esta distorção aumenta com o aumento da tensão cisalhante no contato entre o solo e o muro. O cálculo de  $K_p$  usando cunhas de contorno curvas - CAQUOT e KERISEL (1949) - é apresentado na figura III-15.

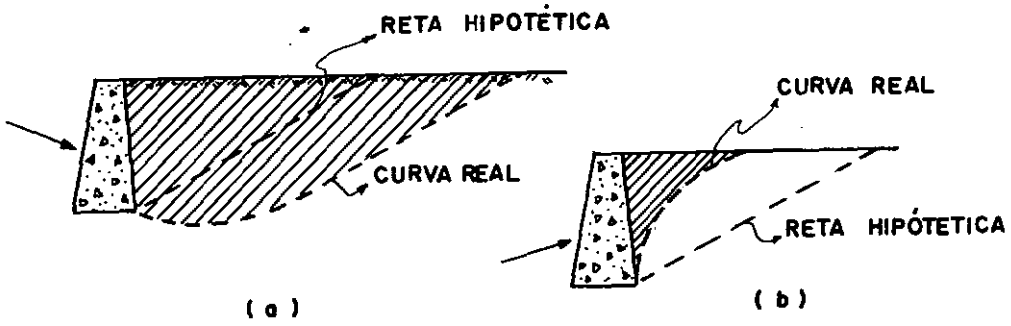


FIGURA III-14 - Ruptura passiva - (a) Muro com atrito positivo. (b) Muro com atrito negativo.

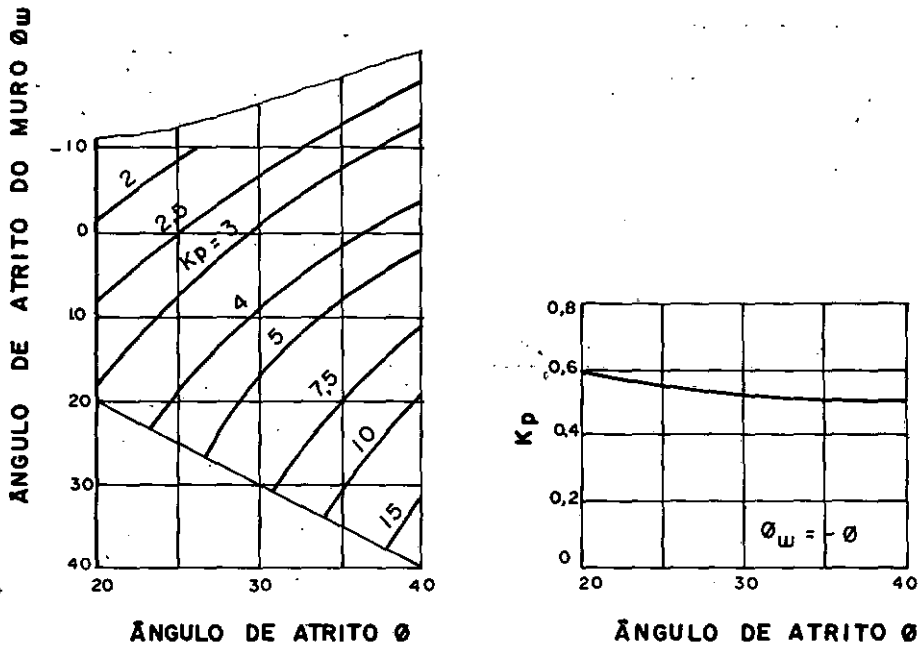


FIGURA III-15 - Valores de  $K_p$  segundo CAQUOT e KERISEL (1949).



III.2.1.7. - O trabalho experimental de SHERIF (1984) sobre comportamento quanto a empuxo de terras, de solos compactados.

SHERIF e outros (1984) obtiveram dados experimentais sobre os valores de  $K_A$  e  $K_0$  para situações análogas ao estudo ora apresentado, isto é, modelos de paredes rígidas girando em torno da base e contendo solo granular. Em seu trabalho, SHERIF avalia o efeito da compactação nos valores dos coeficientes de empuxo além de dados sobre a distribuição das pressões de solo atuantes na parede. Os dados experimentais foram obtidos pela ruptura de modelo reduzido e o solo utilizado foi uma areia de OTTAWA, conduzindo às seguintes conclusões:

1. A distribuição de pressões atrás de uma parede rígida e indeslocável é crescente com a profundidade.
2. A equação de JAKY (1944) para o coeficiente de empuxo no repouso só é válida se o material de aterro se encontra no estado fofo, isto é, sem ter sido submetido a nenhuma energia de compactação.
3. A compactação do solo aumenta o valor do empuxo no repouso sobre a cortina. A tensão lateral total no repouso, atuante sobre a cortina, será a soma das tensões devido ao efeito da gravidade, quantizada em função da fórmula de JAKY, e das tensões residuais devido ao efeito de compactação.

4. Permanece válida a distribuição de tensões crescente com a profundidade para o caso ativo, em que, o deslocamento da parede se dá pela rotação em torno da base.
5. A compactação da areia diminui o valor das tensões laterais ativas e conseqüentemente do empuxo ativo atuante sobre a parede.
6. A teoria de COULOMB (1773) é válida para o cálculo do empuxo ativo conseguido através da rotação da parede em torno de sua base.
7. O estado ativo de tensões é atingido primeiramente na superfície do terreno e se propaga para a base do aterro à medida em que aumenta a rotação da parede.
8. O deslocamento da parede necessário para se atingir o estado ativo de tensões independe do grau de compactação do solo.

SHERIF propõe uma nova expressão para  $K_0$  levando-se em conta o efeito da compactação no solo arenoso. Segundo ele:

$$K_0 = K_{01} + K_{02} \quad (\text{III-22})$$

sendo:

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso a ser usado no projeto.

$K_{01}$  = coeficiente de empuxo no repouso para a areia fofa, isto é, sem sofrer nenhuma energia de compactação. É o coeficiente de JAKY  $K_{01} \approx 1 - \sin \phi$ .

$K_{o2}$  = coeficiente de empuxo no repouso resultante das tensões laterais residuais devido ao efeito de compactação.

O gráfico da figura III-19 baseado nos dados experimentais coletados por SHERIF, mostra que  $K_{o2}$  é função do grau de compactação do solo e seu valor pode ser obtido a partir da reta  $\overline{OC}$  ou de sua equação, isto é:

$$K_{o2} = \left( \frac{\gamma_A}{\gamma_1} - 1 \right) 5,5 \quad (\text{III-23})$$

sendo:

$\gamma_A$  = peso específico do solo compactado atrás da estrutura de contenção

$\gamma_1$  = peso específico do solo normalmente adensado.

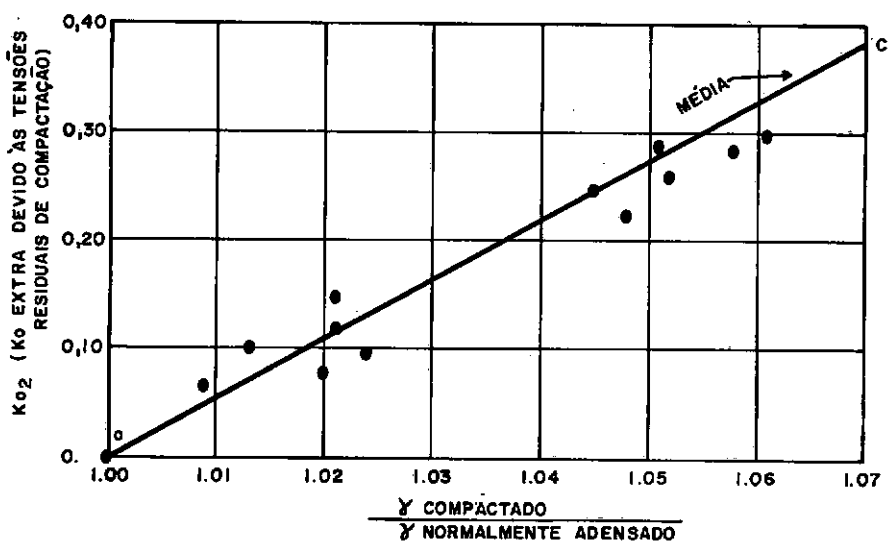


FIGURA III-19 - Tensão residual no repouso devido ao efeito de compactação do solo atrás de uma parede rígida. SHERIF (1984).

III.2.1.8. - O trabalho de INGOLD (1979) e a metodologia de projeto proposta para paredes rígidas deslocáveis sujeitas a empuxo de solos compactados.

INGOLD (1979) estudou o efeito da compactação de solos arenosos sobre o valor do empuxo atuante em estruturas deslocáveis de contenção em escala natural.

As condições de análise de INGOLD (1979) são diversas das correspondentes ao modelo de SHERIF (1984). Nos estudos conduzidos por SHERIF, analogamente ao modelo objeto desta pesquisa, durante o processo de compactação, o material foi mantido indeslocável horizontalmente; só então, posteriormente à compactação, levando a ruptura ativa pelo alívio progressivo da contenção horizontal.

Em estruturas reais, condição estudada por INGOLD, tal não acontece. Simultaneamente ao processo de compactação, o muro desloca-se. Assim ao final do processo, estabilizados os movimentos, tem-se condição diversa ao estado ativo modelado por SHERIF, conforme apresenta-se a seguir.

Nas teorias clássicas de empuxo de terra as tensões ativas são resultado do peso próprio do solo, sendo necessário a ocorrência de deformações laterais suficientes para que se atinja esse estado ativo de tensões. Considerando-se um elemento de solo a uma profundidade  $Z$  abaixo do nível do terreno tem-se:

$$\sigma_H' = K_A \sigma_V' = K_A \gamma Z \quad (\text{III-24})$$

Tal condição é representada pelo elemento nº 1 e seu correspondente círculo de MOHR na figura III-20. Aqui supõe-se um solo sem coesão em que as tensões verticais e horizontais são tidas como tensões principais.

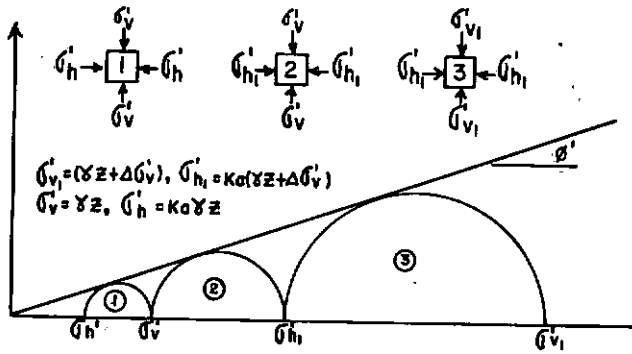


FIGURA III-20 - Condições de tensão devido ao efeito de compactação.

Se a tensão efetiva vertical aumenta em  $\Delta \sigma_v'$ , então, desde que haja deformação lateral suficiente para se atingir o estado ativo, as tensões horizontais aumentarão em  $K_A \Delta \sigma_v'$ :

$$\sigma_{H1}' = K_A \sigma_{V1}' = K_A (\gamma Z + \Delta \sigma_v') \quad (\text{III-25})$$

Tal condição é representada pelo elemento nº 3 e seu correspondente círculo de MOHR na figura III-20.

Se o aumento da tensão efetiva vertical  $\Delta \sigma_v'$  é transitório, então, quando ele cessar, essa tensão vertical voltará ao seu valor original, isto é:

$$\sigma_v' = \gamma Z \quad (\text{III-26})$$

Entretanto, as tensões horizontais não retornam ao seu valor original, posto que,  $\Delta \sigma_v'$  provocou uma compactação do solo

o que implica em deformações laterais plásticas, isto é, irre-  
cuperáveis. O solo ficará como que pré-consolidado, exibindo u  
ma alta pressão lateral residual. Nessas condições, para pro-  
fundidades muito pequenas, a tensão horizontal residual poderá  
ser maior que a tensão vertical. Para valores de  $Z$  suficiente-  
mente pequenos a tensão horizontal poderá ser grande o sufici-  
ente para induzir a ruptura do solo. Essa situação está repre-  
sentada pelo elemento nº 2 e seu correspondente círculo de  
MOHR na figura III-20. A figura III-20 mostra que na ruptura:

$$\sigma'_V = K_A \sigma'_{H_1} \quad (\text{III-27})$$

Levando-se em conta que  $\sigma'_V$  deve-se à camada de solo so-  
brejacente, conclui-se que existe uma profundidade crítica  $Z_c$ ,  
na qual, a ruptura ocorre, isto é:

$$\gamma Z_c = K_A \sigma'_{H_1} \quad (\text{III-28})$$

Da equação (III-25) tira-se:

$$\gamma Z_c = K_A^2 ( \gamma Z_c + \Delta \sigma'_V ) \quad (\text{III-29})$$

Porém, como está se tratando de pequenos valores de  $Z$ ,  
pode-se supor, sem grande erro, que  $\gamma Z$  é muito pequeno quando  
comparado com  $\Delta \sigma'_V$  e portanto simplificar a equação (III-29),  
permitindo-nos escrever:

$$Z_c = \frac{K_A^2 \Delta\sigma'_V}{\gamma} \quad (\text{III-30})$$

Para valores de  $Z$  menores que  $Z_c$  as altas tensões horizontais  $K_A \sigma'_V$  não se manterão.

Sendo  $\Delta\sigma'_V$  induzido pelo efeito de compactação conclui-se que ele varia com a profundidade. Pode-se determinar  $\Delta\sigma'_V$  em função da profundidade através do estudo de distribuição de tensões pela teoria da elasticidade. O valor de  $\Delta\sigma'_V$  desenvolvido a uma profundidade  $Z$  abaixo de uma carga linear de intensidade  $P$  atuando na superfície do terreno é:

$$\Delta\sigma'_V = \frac{2P}{\pi Z} \quad (\text{III-31})$$

Na solução original a carga linear é tida como de comprimento infinito; porém se a expressão (III-31) for aplicada ao caso de um rolo compactador a carga linear  $P$  terá o comprimento igual à largura do rolo. Apesar dessa simplificação os cálculos efetuados utilizando-se da equação (III-31) apresentaram pequena discrepância quando comparados às tensões verticais induzidas por um rolo compactador medidas por WHIFFEN (1954). Em se tratando de rolo vibratório é usual que a carga linear  $P$  a ser considerada seja a soma da carga morta do rolo com a força centrífuga induzida pelo mecanismo de vibração do rolo.

A expressão para  $\Delta\sigma'_V$  na equação (III-31) pode ser levada à equação (III-25). Levando-se em conta que  $\Delta\sigma'_V \gg \gamma Z$  pode-se escrever:

$$\sigma'_{H_1} = \frac{2PK_a}{\pi Z} \quad (\text{III-32})$$

Na profundidade crítica,  $Z_c$ , o valor de  $\sigma'_V$  tirado da equação (III-31) é:

$$\Delta\sigma'_V = \frac{2P}{\pi Z} \quad (\text{III-33})$$

Substituindo o valor de  $\Delta\sigma'_V$  da equação (III-33) na equação (III-30) e reordenando fica:

$$Z_c = K_A \sqrt{\frac{2P}{\pi\gamma}} \quad (\text{III-34})$$

A definição da profundidade crítica na qual o solo se encontra no equilíbrio limite,  $Z_c$ , significa também a definição da profundidade na qual se consegue manter a máxima tensão horizontal induzida pelo esforço de compactação,  $\sigma'_{H_m}$

Levando-se o valor de  $Z_c$ , definido pela equação (III-34) na equação (III-32), teremos:

$$\sigma'_{H_m} = \sqrt{\frac{2P\gamma}{\pi}} \quad (\text{III-35})$$

Até agora, supôs-se que  $Z$  é medido a partir de alguma superfície de terreno estática. Neste caso, o valor de  $\sigma'_{H_1}$  diminui com a profundidade como mostra a equação (III-32). Essa distribuição de  $\sigma'_{H_1}$  é representada pela linha pontilhada da figura III-21. Ocorre porém que durante a execução do aterro atrás de



uma estrutura de contenção, o nível do terreno ou, mais precisamente, o nível do aterro, aumenta constantemente à medida que mais material é lançado e compactado. Nessas condições a teoria de  $\sigma'_{H_m}$  define um diagrama de pressão que é constante com a profundidade para profundidades maiores que  $Z_c$ . Para profundidades menores que  $Z_c$  supõe-se que a pressão horizontal diminui de  $\sigma'_{H_m}$  em  $Z_c$  até se anular na superfície do terreno. O diagrama de pressões resultante é aquele representado pela linha contínua da figura III-21.

Para grandes profundidades do aterro é possível que a alguma profundidade  $d$  a tensão ativa convencional se iguale à tensão horizontal induzida pela compactação. Essa profundidade é definida pela expressão:

$$d = K_p \sqrt{\frac{2P}{\Pi\gamma}} \quad (\text{III-36})$$

Quando  $Z > d$  a pressão horizontal é dada por

$$\sigma'_H = K_A \gamma Z$$

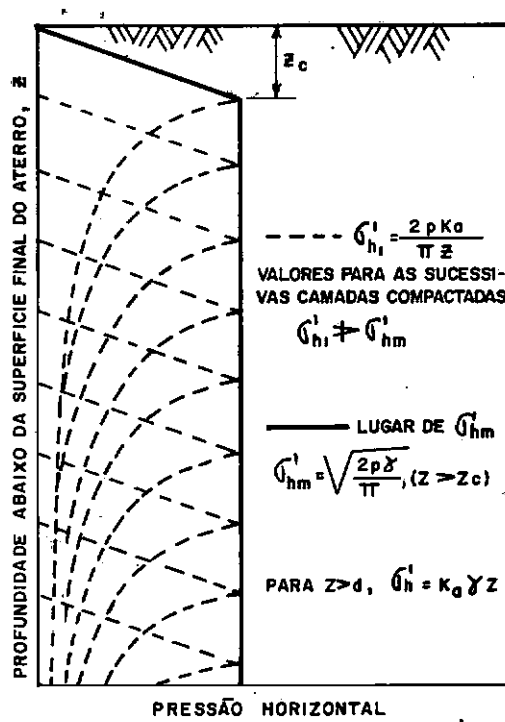


FIGURA III-21 - Distribuição das pressões horizontais.

### III.2.2. - Testes em modelos reduzidos

Foram executados 4 ensaios conforme a tabela III-3.

ENSAIO	RUPTURA	$D_R$	PROCEDIMENTO
01	Ativa	61,3%	S/compactação
02	Ativa	83,3%	Compactado
03	Passiva	61,3%	S/compactação
04	Passiva	83,3%	Compactado

TABELA III-3. - Empuxo na Parede. Ensaio Realizados.

Após o quarteamento e a pesagem, a areia, seca ao ar, e ra depositada no modelo com uma altura de queda nula. A cada camada de 5cm a sua superfície era regularizada com o auxílio de uma régua (foto III-1). A compactação era feita por camada de 5cm com vibrador e lastro para confinamento do material (foto III-2).

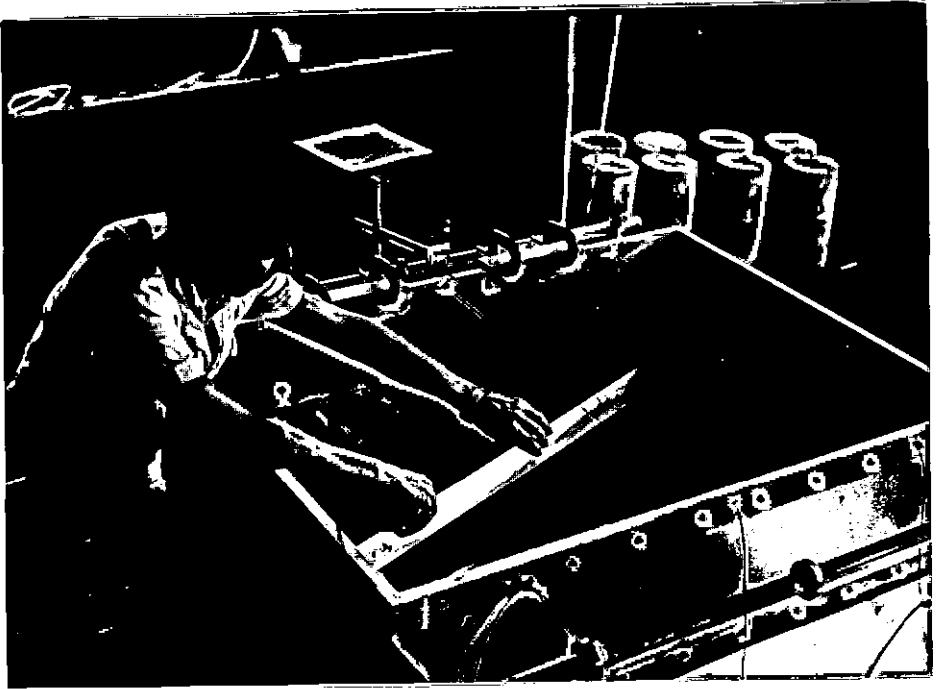


FOTO III-1: Teste em modelo reduzido: regularização da superfície do solo.

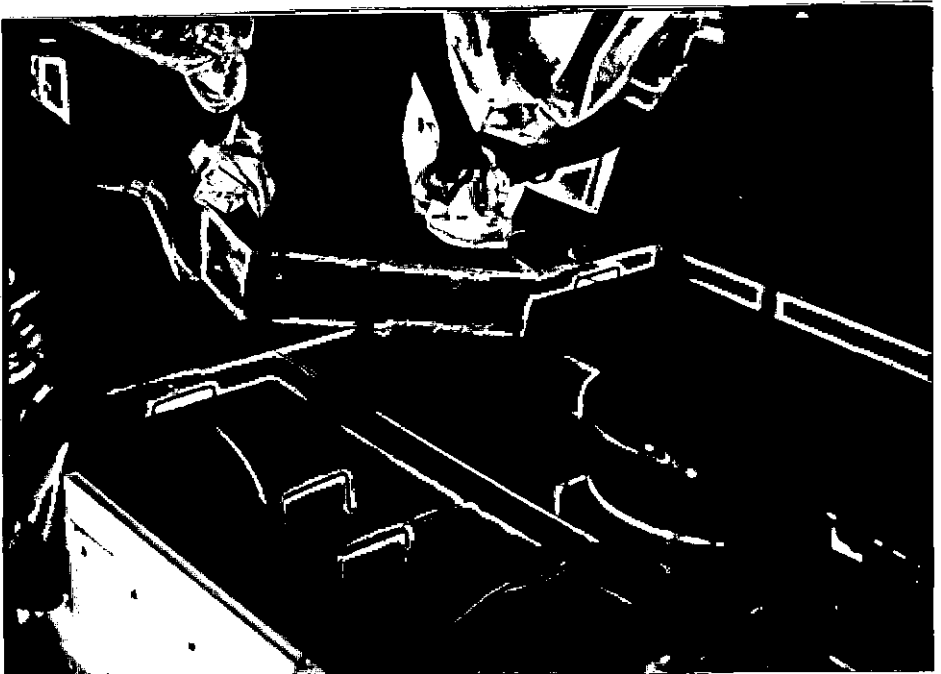


FOTO III-2: Teste em modelo reduzido: compactação do solo.

Os ensaios foram executados sob carregamento controlado e o tempo de carregamento ficou em torno de 20 minutos.

Os resultados dos ensaios apresentam-se nas figuras III-22 e III-23.

Nas fotos III-3 e III-4 apresenta-se a configuração final de ruptura.

Os testes de ruptura passiva foram conduzidos até o limite de carga do modelo. Entretanto, conforme observa-se, em ambos os testes a ruptura não foi convenientemente caracterizada.

### III.2.3. - Análise dos resultados

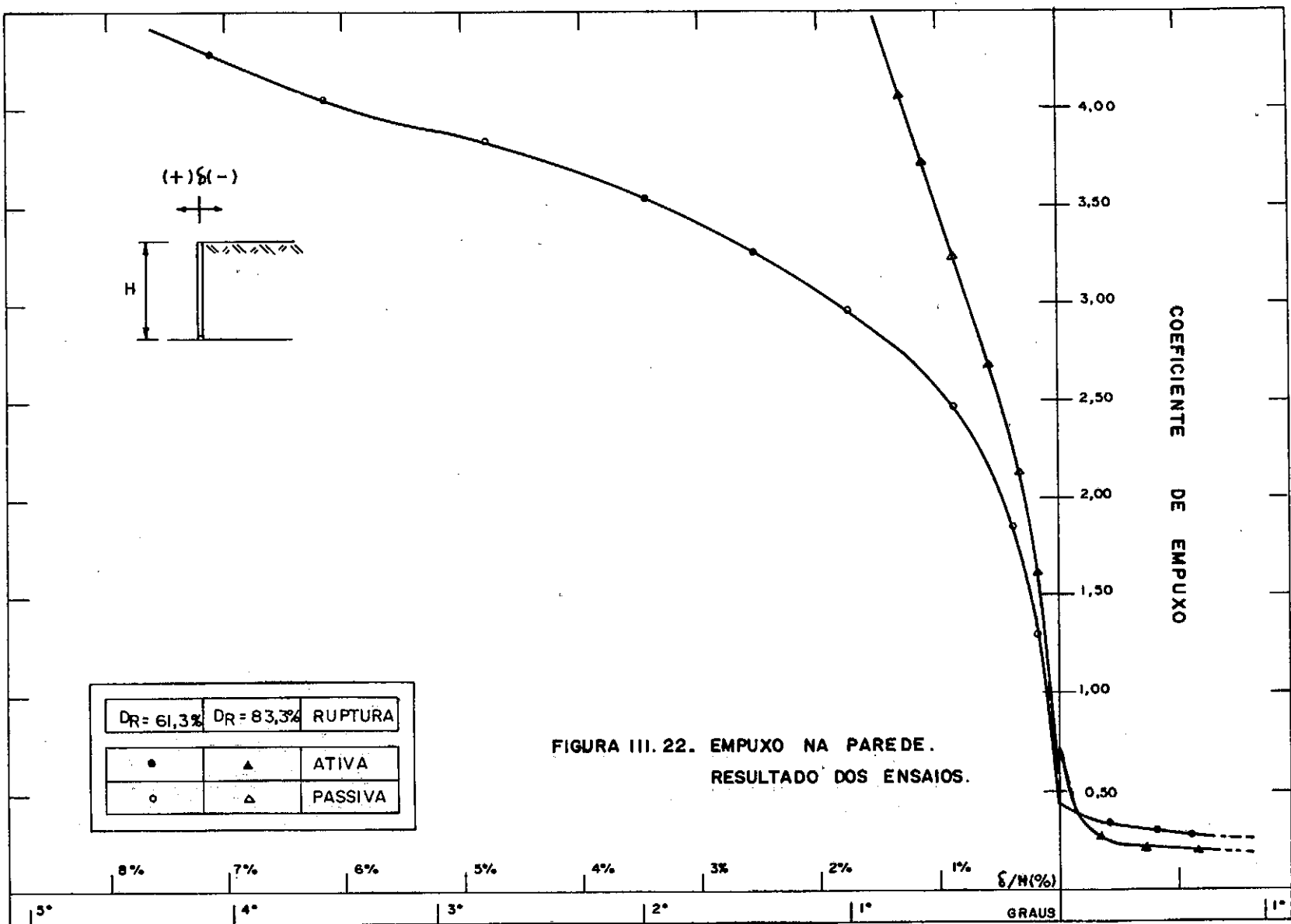
#### III.2.3.1. - Estados ativo e passivo

Analisando a figura III-22, tem-se para os valores de empuxo e deformações correspondentes aos estados ativo e passivo, para  $D_r = 61,3\%$  e  $D_r = 83,3\%$  respectivamente:  $K_A = 0,27$  e  $K_p > 4,42$ ;  $\delta_A/H = 1,3\%$  e  $\delta_p/H > 7,6\%$ ;  $K_A = 0,19$  e  $K_p > 4,42$ ;  $\delta_A/H = 1,4\%$  e  $\delta_p/H > 1,5\%$ .

Retro-analisando o valor do empuxo ativo, utilizando a expressão (III-7) de RANKINE (1857), chega-se respectivamente aos valores de  $\phi = 35^\circ$  e  $\phi = 43^\circ$  para  $D_r = 61,3\%$  e  $D_r = 83,3\%$ .

A tabela III-4 compara as deformações angulares medidas para atingir-se o estado ativo, com as deformações típicas para material fofo e compacto sugeridas por alguns autores.

Conforme comentado anteriormente, a ruptura passiva não foi atingida para o caso do material com  $D_r = 83,3\%$ . Durante



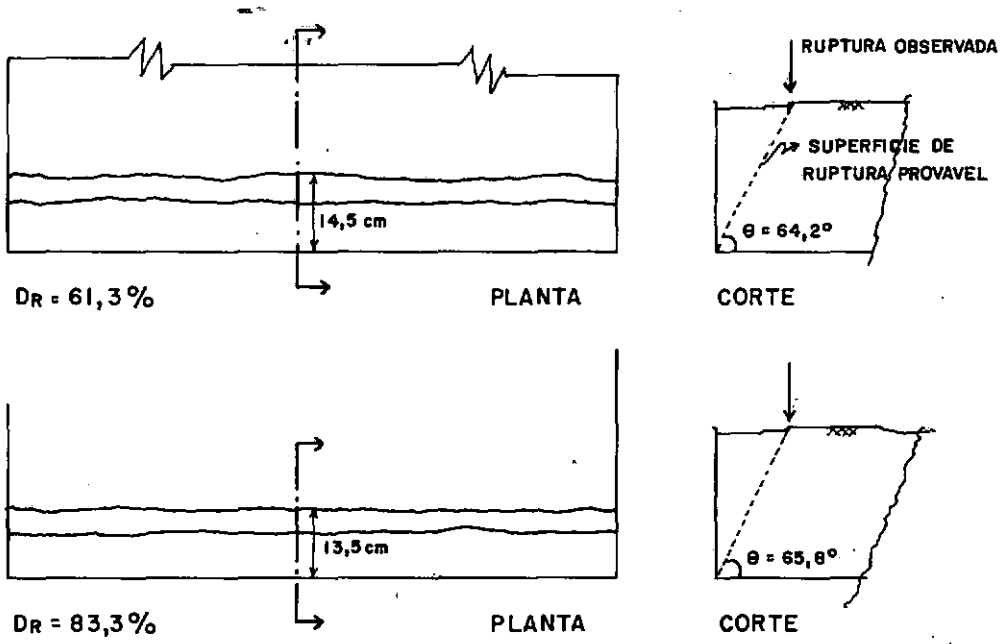


FIGURA III-23 - Testes em modelo reduzido - Ruptura Ativa  
Superfície de ruptura observada.



FOTO III-3: Superfície de ruptura ativa típica.



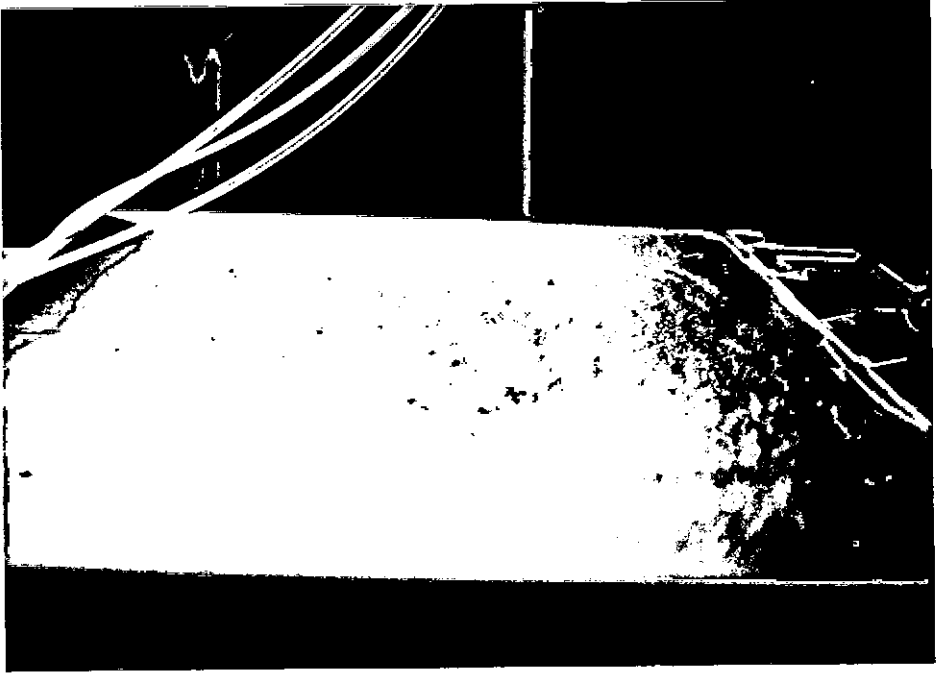


FOTO III-4: Superfície do terreno após tentativa de ruptura passiva com o solo a uma  $D_R = 61,3\%$ .

RUPTURA	COMPACIDADE	MEDIDA	SOWERS E SOWERS (1951)	BROMS (1971)	FANG (1975)	LAMBE (1976)
ATIVA	FOFA	$\frac{1}{77} H$	$\frac{1}{500} H$	$\frac{1}{500} H$	$\frac{1}{1000} H$	$\frac{1}{200} H$
	COMPACTA	$\frac{1}{71} H$	$\frac{1}{2000} H$	$\frac{1}{2000} H$		
PASSIVA	FOFA	$> \frac{1}{13} H$	$\frac{1}{170} H$	$\frac{1}{750} H$	$\frac{1}{10} H$	$\frac{1}{50} H$
	COMPACTA	$> \frac{1}{67} H$	$\frac{1}{500} H$			$\frac{1}{6,7} H$

TABELA III-4: Comparação entre as deformações de ruptura medidas e as típicas sugeridas por diferentes autores.

todo o processo de carregamento não se verificou quaisquer alterações visíveis no solo arrimado.

No caso do material com  $D_r = 61,3\%$ , a figura III-22 assinala um comportamento crescente do coeficiente de empuxo ( $K$ ) versus deformação angular ( $\delta/H$ ). O coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ) estimado pela expressão  $K_p = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$ , para  $\phi = 35^\circ$ , é de 3,69. Pelo gráfico verifica-se um aumento na velocidade de deformação nas vizinhanças deste valor ( $K \approx 3,87$ ), sugerindo uma ruptura iminente. Tal comportamento entretanto modificou-se logo a seguir, permanecendo o conjunto estável até a condição de carregamento máximo a que foi submetido o ensaio,  $K = 4,42$ .

Acredita-se que a explicação para o fato reside no atrito gerado no contato solo-muro resultante da movimentação relativa entre ambos. No caso ativo estas movimentações não são significativas. Entretanto, na condição passiva, em vista da maior monta das deformações angulares desenvolvidas, estas movimentações assumem valores consideráveis.

#### III.2.3.2. - Estado de repouso

Conforme verifica-se na figura III-22 os valores dos coeficientes de empuxo no repouso obtidos nos ensaios efetuados foram de 0,45 e 0,45, 0,76 e 0,62 respectivamente para  $D_r = 61,3\%$  e  $D_r = 83,3\%$ .

Os valores dos ângulos de atrito para  $D_r = 61,3\%$  e  $D_r = 83,3\%$  obtidos por retro-análise no item anterior foram  $35^\circ$  e  $43^\circ$  respectivamente.

Comparando-se o valor do coeficiente de empuxo no repouso obtido nos ensaios em modelo para  $D_r = 61,3\%$ , com a expressão de JAKY (1944),  $K_0 \cong 1 - \sin \phi$ , para  $\phi = 35^\circ$ , chega-se a uma diferença percentual entre o valor medido e calculado de 5%.

No caso de material compactado a expressão de JAKY não se aplica ( $K_{0\text{MEDIDO}} = 0,76$  e  $0,62$  e  $K_{0\text{CALCULADO}} = 0,32$ ), já que esta é válida somente para material normalmente depositado.

Os estudos realizados por BROMS (1971) e SHERIF (1984) assinalam ser o valor de  $K_0$  função do esforço de compactação a que foi submetido o material.

Utilizando a expressão sugerida por SHERIF (1984), expressão nº (III-22), para  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma_A = 1,60 \text{ gr/cm}^3$  e  $\gamma_L = 1,54 \text{ gr/cm}^3$  tem-se  $K_0 = 0,64$ , que comparado com os coeficientes de empuxo no repouso obtidos nos ensaios em modelo para o material compactado fornece uma diferença percentual de 16% e 3%.

### III.3. - Capacidade de Carga de Ancoragem Isolada

#### III.3.1. - Revisão bibliográfica

##### III.3.1.1. - Superfície de ruptura de ancoragens isoladas

MARTIN e outros (1974) descrevem testes de arrancamento de placa em modelo reduzido, bidimensional, em que o solo se faz representar por cilindros de duraluminium de 3 e 5mm de diâmetro. Os testes foram executados com as placas em diversas inclinações, desde  $0^0$  a  $90^0$  com a horizontal e a diversas profundidades. As superfícies de ruptura das figuras III-24, III-25 e III-26 foram observadas e descritas. Como pode ser visto, essas superfícies variam em função da profundidade e da inclinação da placa.

Neste item ruptura profunda ou local será definida como aquela que acontece no interior da massa de solo; a superfície de cisalhamento se limita a circunvizinhança da ancoragem não atingindo os contornos do meio. Já na ruptura superficial ou ruptura geral a ancoragem se encontra a pouca profundidade de forma tal que a superfície de cisalhamento atinge o nível do terreno.

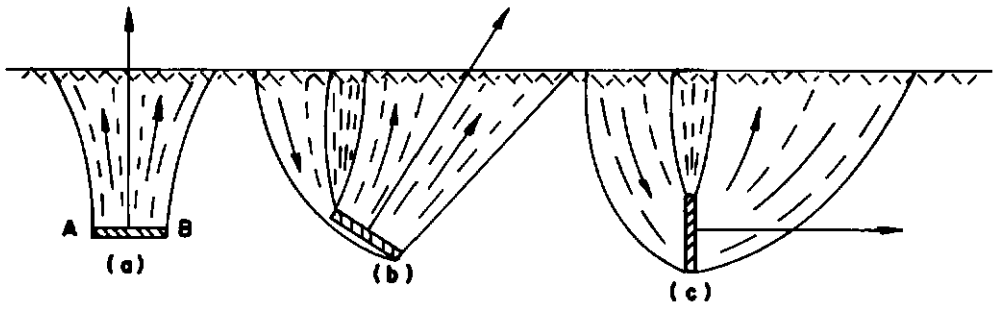


FIGURA III-24 - Placas a pequena profundidade. MARTIN (1974)

- a) Na horizontal
- b) Inclínada
- c) Na vertical

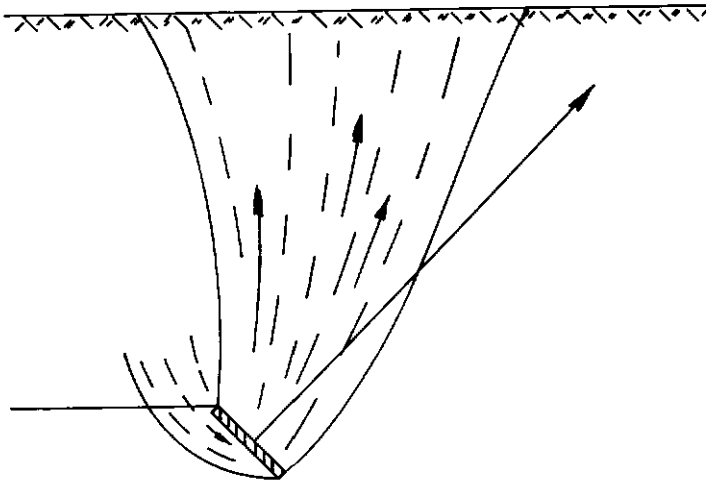


FIGURA III-25 - Placa a uma profundidade média. MARTIN (1974)

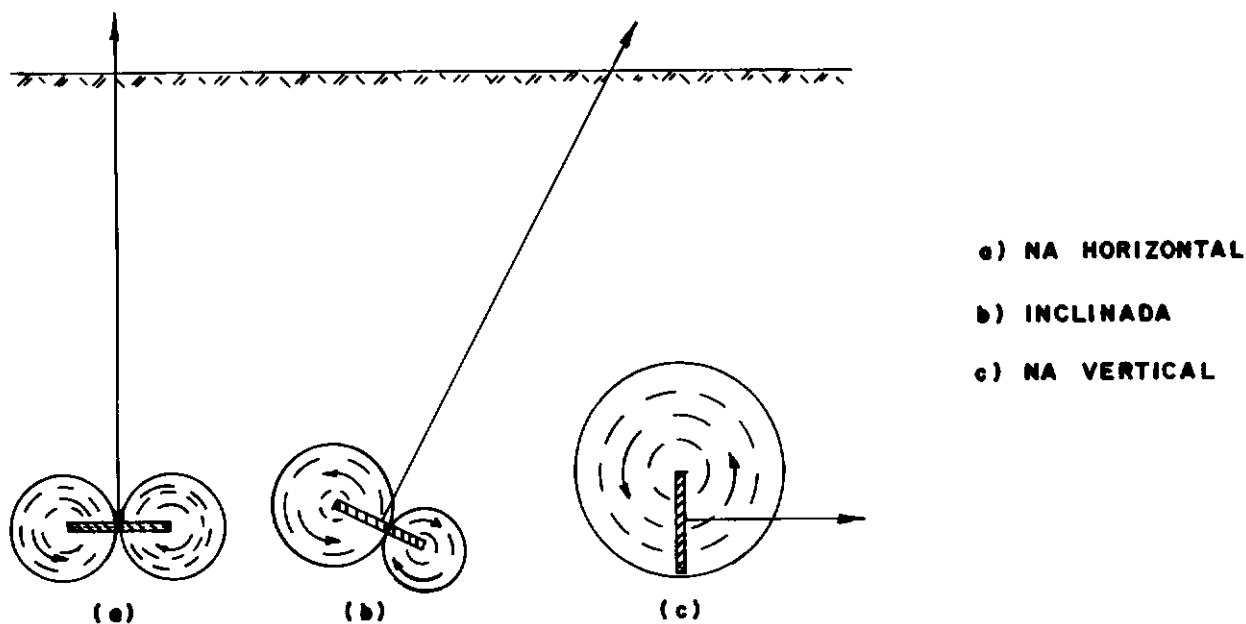


FIGURA III.26. PLACAS À GRANDE PROFUNDIDADE. MARTIN (1974)

### III.3.1.2. - Capacidade de carga de ancoragens isoladas

#### a) Ancoragem profunda, resistência de ponta

TERZAGHI (1954), BOWLES (1968) e TENG (1964) sugerem que a resistência ao arrancamento de placas verticais, com uma relação entre profundidade e altura da placa maior que 2,0, é igual à capacidade de carga de uma sapata horizontal com as mesmas dimensões da placa. TSCHEBOTARIOFF (1973) faz observação semelhante, porém para uma relação profundidade altura maior que 6,0.

Seguindo as indicações acima a resistência de ponta de uma ancoragem profunda pode ser calculada usando-se a equação

de capacidade de carga de fundações rasas contínuas proposta por TERZAGHI (1943) modificada em função da forma da ponta da ancoragem:

$$q_f = C N_C \beta_C + q N_q \beta_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \beta_\gamma \quad (\text{III-37})$$

sendo:

$q_f$  = tensão final de ruptura do solo

$C$  = coesão do solo

$\gamma$  = peso específico do solo

$B$  = largura da placa de ancoragem

$q$  = pressão efetiva na cota de assentamento da ancoragem

$N_C, N_q, N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga, função do ângulo de atrito do solo.

$\beta_C, \beta_q, \beta_\gamma$  = fatores de forma, VESIC (1970) sugere o apresentado na tabela III-5.

FORMA DA PONTA DA ANCORAGEM	$\beta_C$	$\beta_q$	$\beta_\gamma$
RETANGULAR	$1 + (B/L)(N_q/N_C)$	$1 + (B/L)\tan\phi$	$1 - 0,4 B/L$
CIRCULAR OU QUADRADA	$1 + (N_q/N_C)$	$1 + \tan\phi$	0,60

TABELA III-5: Fatores de forma.  $B$  e  $L$  são respectivamente a menor e a maior dimensão dos lados da placa de ancoragem. VESIC(1970).



ou qualquer outro método de cálculo de capacidade de carga de fundações rasas. A carga final resistida pela ponta da ancoragem será portanto

$$R_p = A \cdot q_f \quad (\text{III-38})$$

sendo

$A$  = área de ponta da ancoragem

b) Ancoragem profunda, resistência lateral

Considera-se a adesão ( $C_a$ ) e o atrito ( $\psi$ ) entre o solo e a área lateral da ancoragem. Para o bloco de ancoragem com seção transversal  $M \times N$  e comprimento  $l$  da figura III-27, tem-se a seguinte fórmula para a sua capacidade de carga lateral:

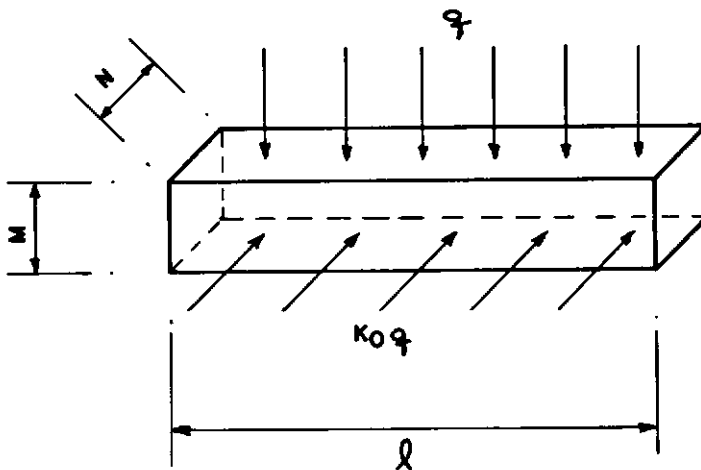


FIGURA III-27 - Tensões atuantes nas faces laterais do bloco de ancoragem.

$$R_L = C_a (2N\ell + 2M\ell) + q \operatorname{tg} \psi (2N\ell) + K_o q \operatorname{tg} \psi (2M\ell) \quad (\text{III-39})$$

$$R_L = 2\ell (N + M) C_a + 2\ell (N + K_o M) q \operatorname{tg} \psi \quad (\text{III-40})$$

A adesão solo-ancoragem é função da coesão do solo e do material da ancoragem.  $\psi$  é função do ângulo de atrito do solo, do material da ancoragem e de sua superfície de acabamento. POTYONDI (1961) fornece valores de  $C_a$  e  $\psi$ .

### c) Ruptura superficial de placas verticais

TENG (1964), BUCHOLZ (1931) e TSCHEBOTARIOFF (1973) ao estudarem estacas pranchas ancoradas com placas verticais mostram que a resistência do solo no caso de ruptura superficial é a diferença entre os empuxos passivo e ativo do solo, calculados sobre toda a profundidade  $H$  (ver figura III-28). As superfícies de ruptura observadas por MARTIN (1974) (figura III-24-c) confirmam essas indicações.

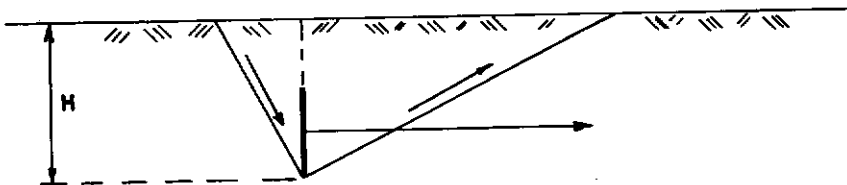


FIGURA III-28 - Ruptura Superficial de Placas Verticais

Para o caso da figura III-28, sendo b a largura da placa, tem-se:

$$E_p = b \left( \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2C H \sqrt{K_p} \right) \quad (\text{III-41})$$

$$E_a = b \left( \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2C H \sqrt{K_a} \right) \quad (\text{III-42})$$

$$R = E_p - E_a \quad (\text{III-43})$$

sendo R a capacidade de carga da placa.

#### d) Ruptura superficial de blocos de ancoragem isolados

Inspirada em TENG (1964) a figura III-29 ilustra as hipóteses adotadas para o cálculo de bloco de ancoragem isolado, situado próximo à superfície do terreno.

Sob o efeito da força T e do empuxo ativo atuante sobre a largura b, o bloco e a terra sobrejacente se deslocam; resistem ao deslocamento o empuxo passivo (também na largura b), as forças de atrito bloco-solo,  $F_1$ , na face inferior do bloco, e as forças de atrito solo x solo,  $F_2$ , ao longo das duas faces laterais do prisma deslocável, CABDB'A'C e  $C_1A_1B_1D_1B'_1A'_1C_1$ . Tem-se então:

$$T = E_p - E_a + F_1 + F_2$$

sendo:

$E_p$  e  $E_a$  definidos como em (III-41) e (III-42).

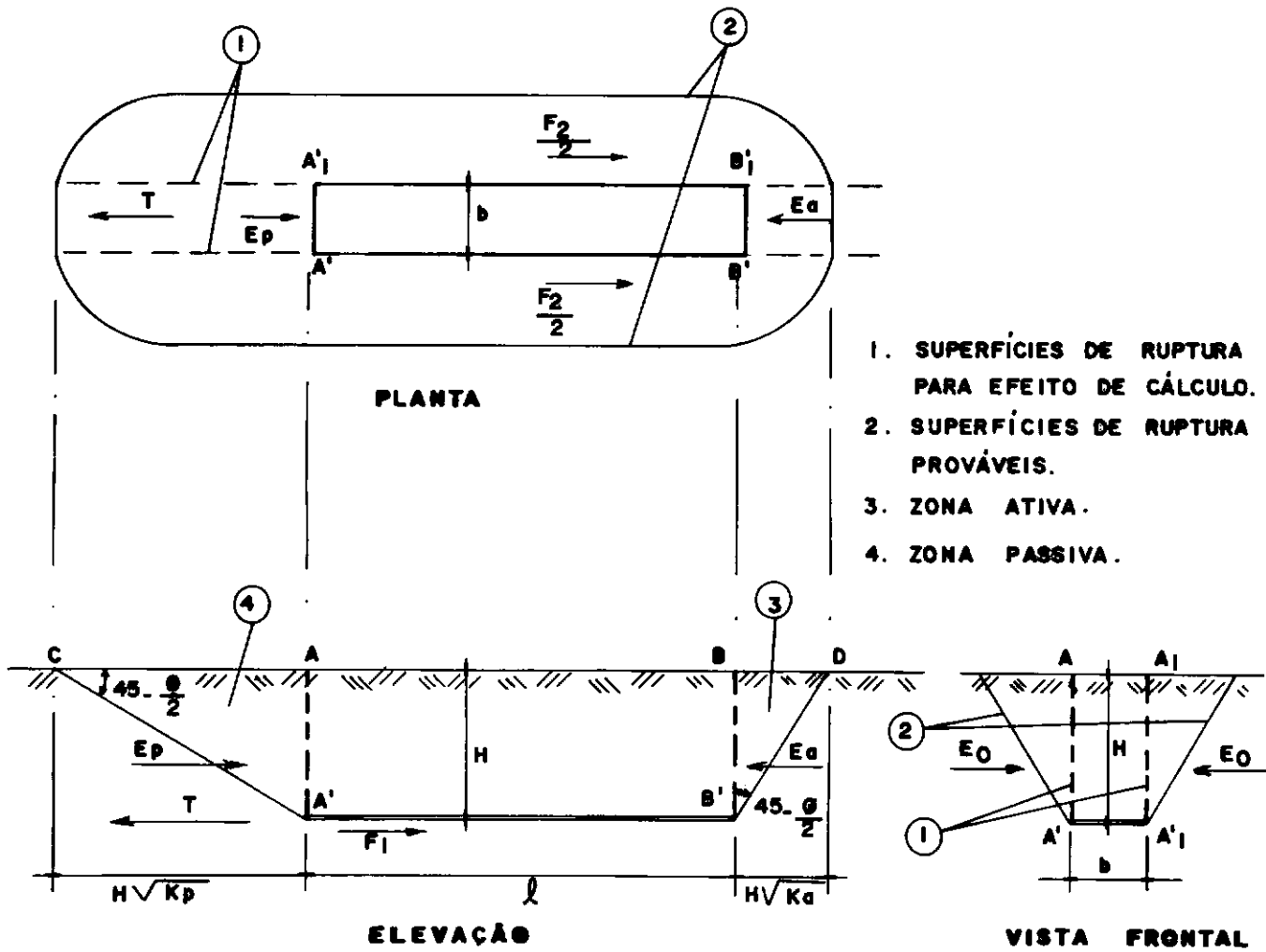


FIGURA III-29 - Ruptura Superficial de Blocos de Ancoragem Isolada.

$$F_1 = b \cdot l \quad (C_a + \gamma H \operatorname{tg} \psi) e \quad (\text{III-45})$$

$$F_2 = K_0 \gamma H^2 \operatorname{tg} \theta \left[ l + \frac{H}{3} (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) \right] + CH [2l + H (\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p})]$$

$$(\text{III-46})$$

e) Influência da compactidade de solos arenosos na capacidade de carga da ancoragem

Ancoragens enterradas em solo arenoso compactado a um índice de vazios abaixo do crítico têm sua carga de arrancamento aumentada devido à dilatação pelo efeito de embricamento dos grãos. WERNER (1972) apresenta o gráfico da figura III-30 mostrando a relação entre a carga de arrancamento medida em ensaios sobre modelo reduzido e a carga teórica de ancoragens em areia.

Testes de campo realizados por OSTERMAYER (1975) comprovam a influência da compactidade do solo na resistência ao arrancamento de ancoragens; foram encontradas cargas de ruptura de 2 a 10 vezes maiores que as previstas pelas fórmulas teóricas descritas nos itens anteriores.

WERNICK (1978) também atribui a elevada resistência de ancoragens em terrenos granulares ao embricamento dos grãos. SCHLOSSER e ELIAS (1979) comprovaram esse efeito fazendo ensaios de arrancamento de tiras metálicas de reforço de solo em areias.

Por um efeito oposto ao da dilatação, qual seja, diminuição de volume no instante da ruptura, é de se esperar que ancoragens em areia com um índice de vazios acima do crítico tenham sua capacidade de carga superestimada pelas fórmulas teóricas descritas anteriormente.

$$\tau_m = \frac{T_m}{\pi d_0 L_0}$$

$$\tau_m = \frac{T_m}{\pi d_0 L_0}$$

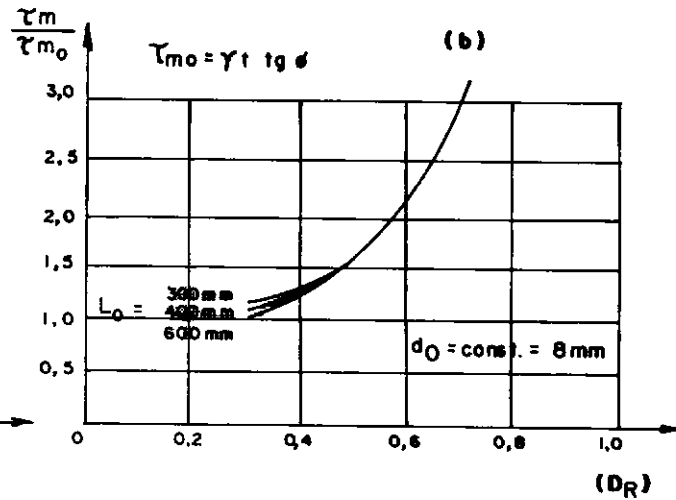
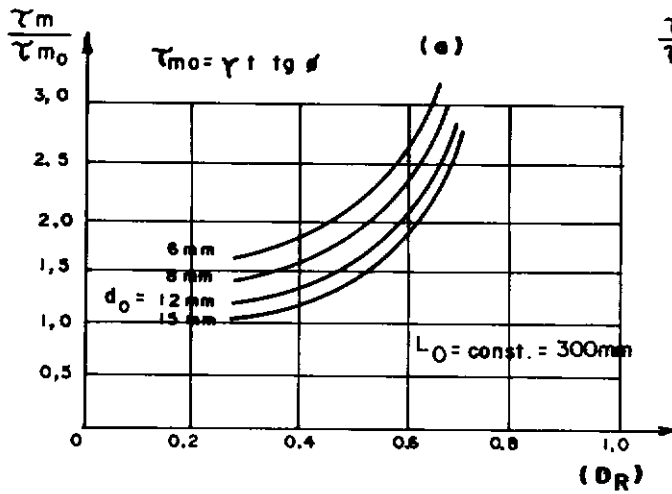


FIGURA III-30 - Relação entre a carga de arrancamento medida em ensaios sobre modelo reduzido e a capacidade de carga teórica de ancoragem isolada em solo arenoso. WERNER (1972)

$T_m$  = carga de arrancamento medida;

$d_0$  = diâmetro da ancoragem;

$L_0$  = comprimento da ancoragem;

$t$  = profundidade da ancoragem.

f) Influência da profundidade na capacidade de carga lateral de ancoragem isolada

A profundidade influencia diretamente a resistência lateral de uma ancoragem isolada através da pressão efetiva  $\gamma H$  do solo sobrejacente. Entretanto, OSTERMAYER e WERNER (1972), com base em ensaios de campo, observaram que existe uma profundidade limite, a partir da qual a capacidade de carga não mais aumenta com a profundidade, segundo esses autores essa profun-

didade varia entre 4 e 9 metros, em função das características do solo. Segundo COSTA NUNES (1974 e 1977) essa profundidade é de aproximadamente 9 metros.

SCHLOSSER e ELIAS (1979) atribuem tal comportamento às variações, para areias de mesma densidade, da dilatação e conseqüentemente do ângulo de atrito, em função das pressões confinantes. Maior valor da pressão confinante implica em menor dilatação e portanto em menor valor do ângulo de atrito.

### III.3.2. - Testes em modelos reduzidos

Foram feitos 11 ensaios conforme a tabela III-6.

Os testes obedeceram à seguinte sistemática:

- Após o quarteamento e a pesagem a areia, seca ao ar, era depositada no modelo com uma altura de queda nula. A cada camada de 5cm a sua superfície era regularizada com o auxílio de uma régua conseguindo-se assim uma densidade relativa de 61,3%. Uma vez atingida a cota desejada para o ensaio da ancoragem, um pequeno sulco era aberto na região central do modelo com o auxílio de uma régua de 30 cm de comprimento. A ancoragem era colocada no sulco e novas camadas de areia eram depositadas conforme o procedimento descrito, até que se completasse o modelo. Era então iniciado o carregamento e a medida das deformações. Os ensaios foram executados sob velocidade de carregamento controlado. O tempo de carregamento médio dos diferentes ensaios foi 25 minutos.

Os resultados dos ensaios apresentam-se na tabela III-6 e nos gráficos da figura III-31. As fotos números III-5 a III-9 caracterizam as superfícies de ruptura típicas observadas. Nos ensaios com  $D/B = 16,7$  não se observou nenhuma alteração na superfície do terreno.

ENSAIO	B (cm)	E (cm)	$\ell$ (cm)	N.P. -	D (cm)	E/B -	CARGA DE RUPTURA (gr)	DEFORMAÇÃO DE RUPTURA (cm)
01	1,5	2,5	27,5	12	5	1,67	1.908,2	$215,0 \times 10^{-3}$
02	1,5	2,5	27,5	12	15	1,67	5.665,9	$395,0 \times 10^{-3}$
03	1,5	2,5	27,5	12	25	1,67	9.416,0	$510,0 \times 10^{-3}$
04	1,5	2,5	12,5	06	15	1,67	3.947,1	$310,0 \times 10^{-3}$
05	1,5	2,5	5,0	03	15	1,67	2.963,4	$206,0 \times 10^{-3}$
06	1,5	10,0	20,0	03	5	6,67	1.257,2	$121,0 \times 10^{-3}$
07	1,5	10,0	20,0	03	15	6,67	3.638,3	$355,0 \times 10^{-3}$
08	1,5	10,0	20,0	03	25	6,67	5.992,2	$375,0 \times 10^{-3}$
09	1,5	*	-	01	5	*	806,2	$49,8 \times 10^{-3}$
10	1,5	*	-	01	15	*	2.281,2	$100,0 \times 10^{-3}$
11	1,5	*	-	01	25	*	3.748,3	$160,0 \times 10^{-3}$

TABELA III-6: B = lado da plaqueta  
 E = espaçamento entre plaquetas  
 $\ell$  = comprimento da ancoragem  
 N.P = número de plaquetas  
 D = profundidade da ancoragem  
 \* = plaqueta única



## DEFORMAÇÃO DA ANCORAGEM

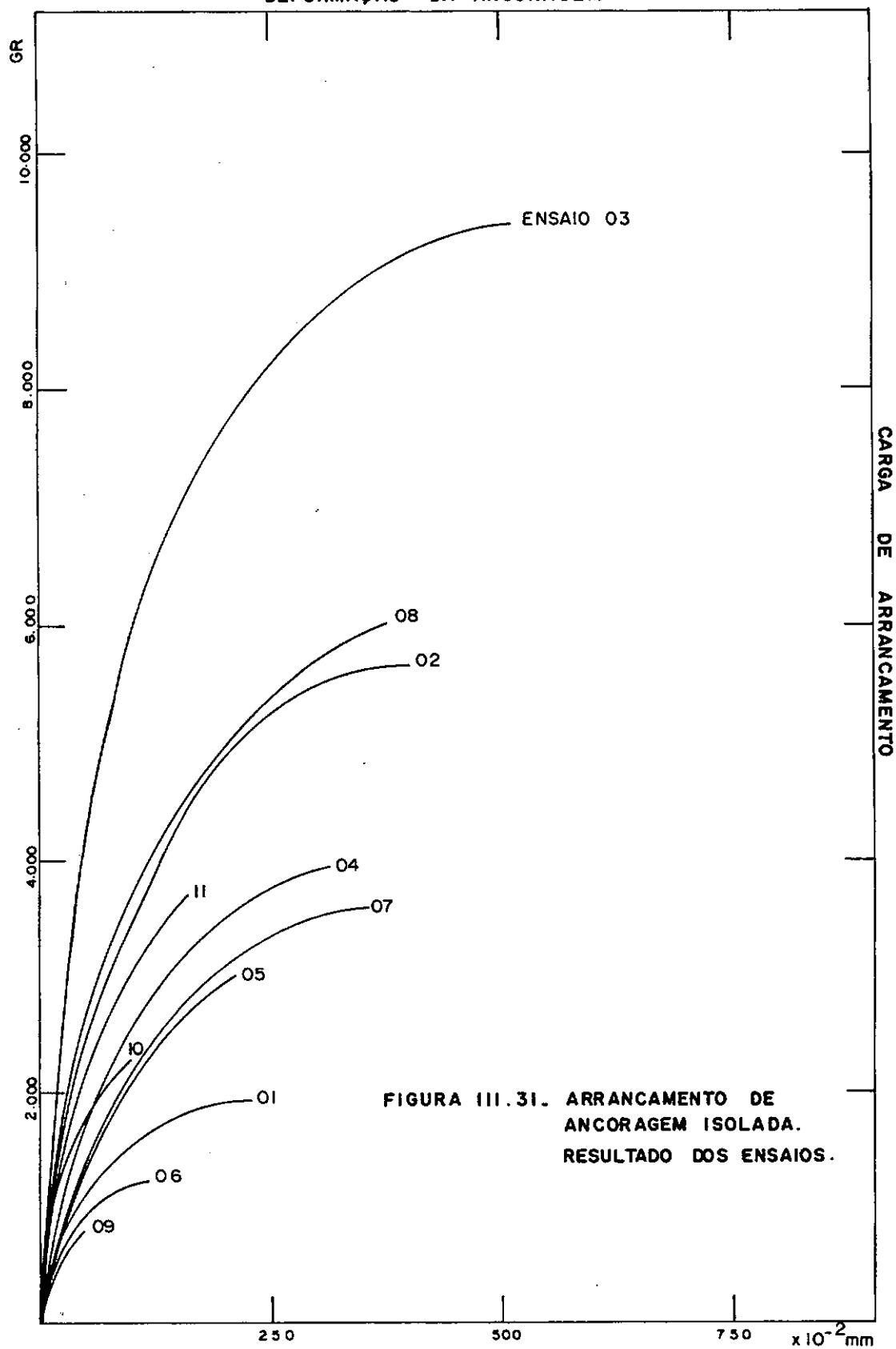


FIGURA III.31. ARRANCAMENTO DE ANCORAGEM ISOLADA. RESULTADO DOS ENSAIOS.

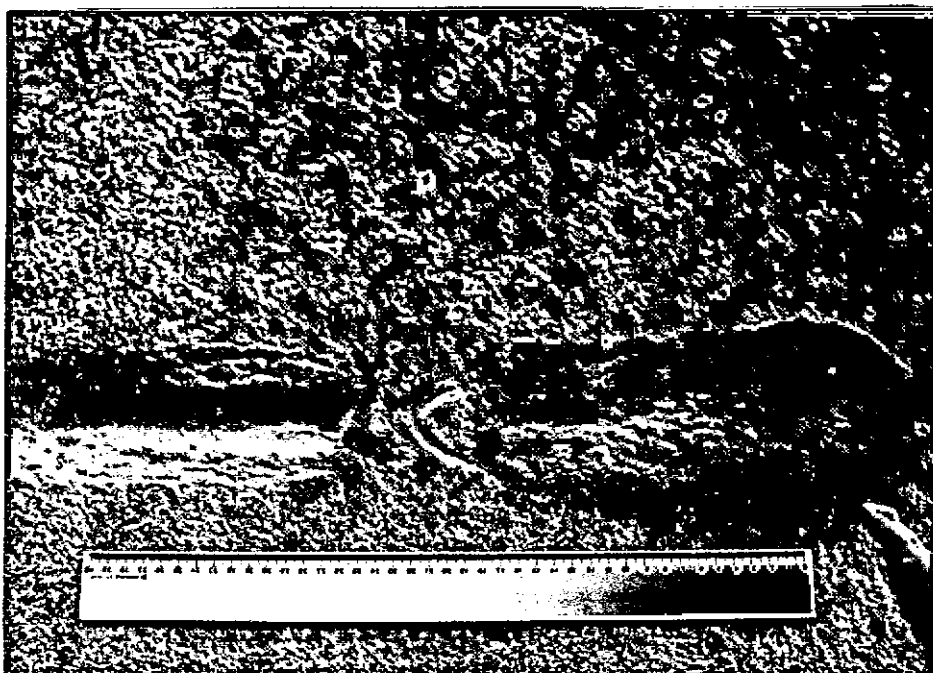


FOTO III-5

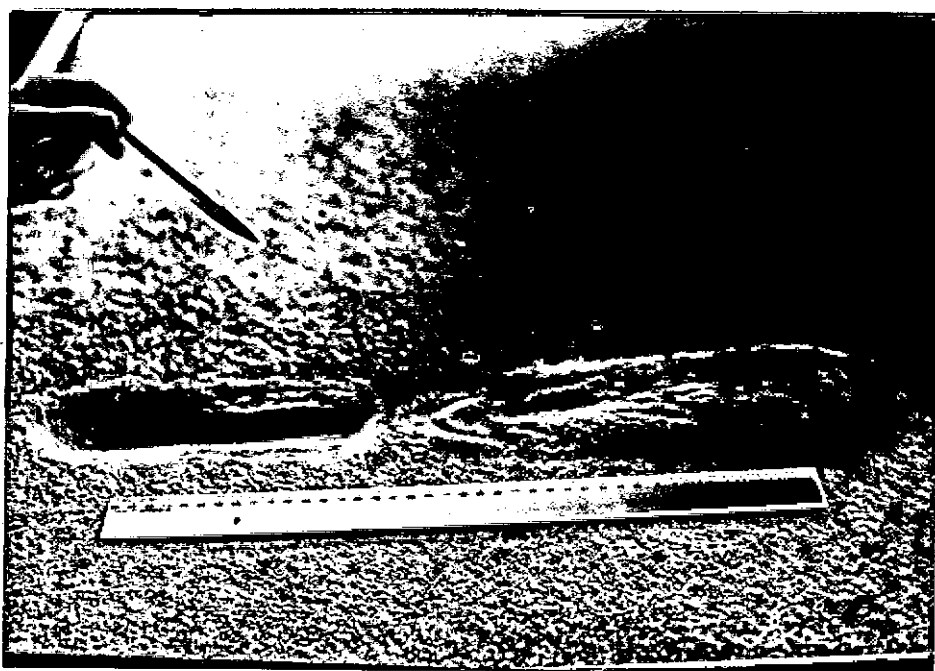


FOTO III-6

FOTOS III-5 E III-6: Ruptura superficial obtida no ensaio 01 da tabela III-6.  $D/B = 3,33$ .

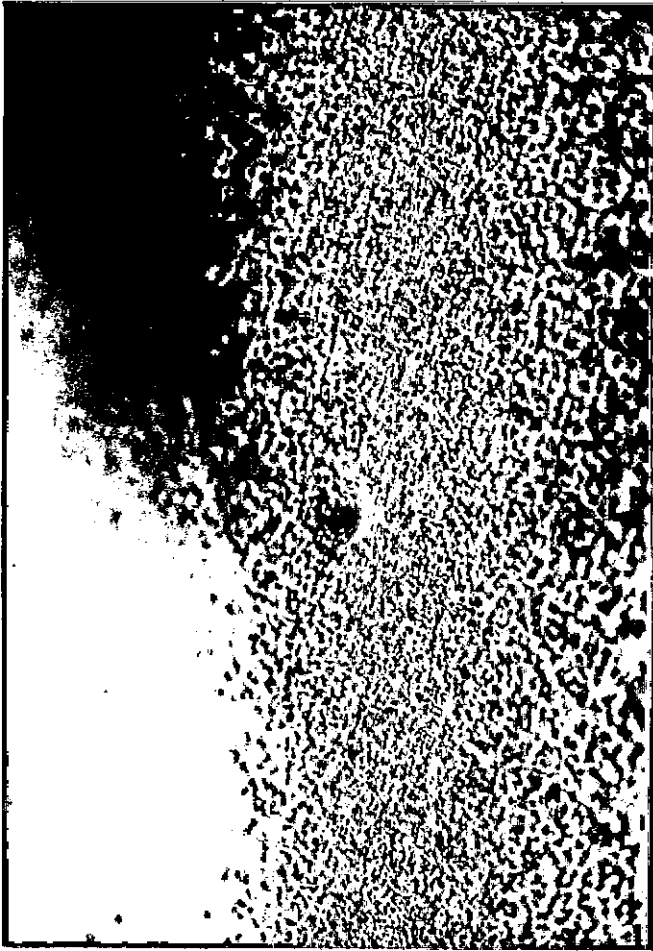


FOTO III-7-a



FOTO III-7-b

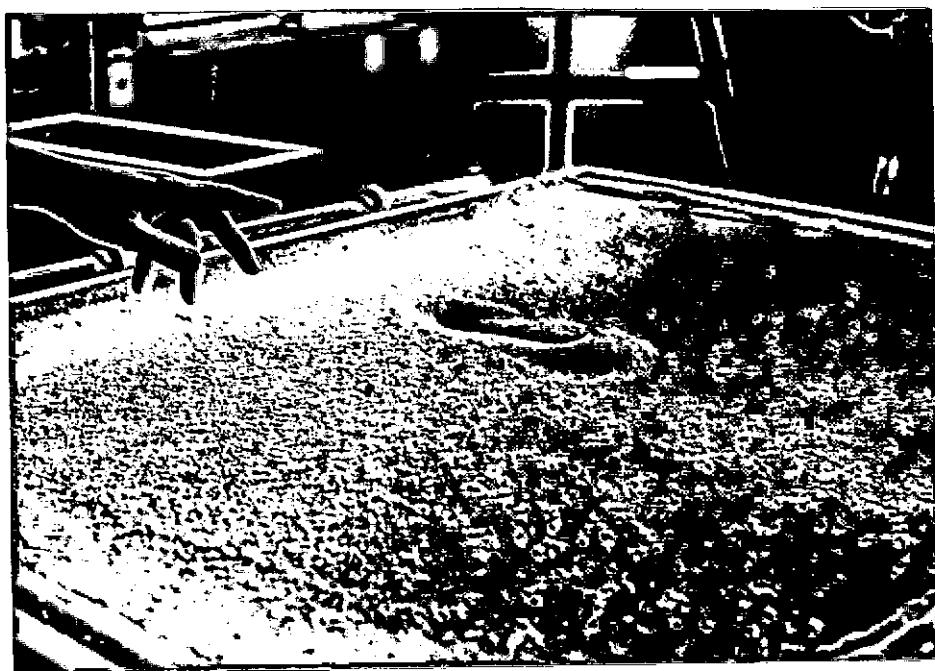


FOTO III-7-c

FOTOS III-7-a, III-7-b, III-7-c: Formam uma sequência ilustrando diferentes estágios do desenvolvimento da ruptura superficial obtida no ensaio 09 da tabela III-6.  $D/B = 3,33$ .

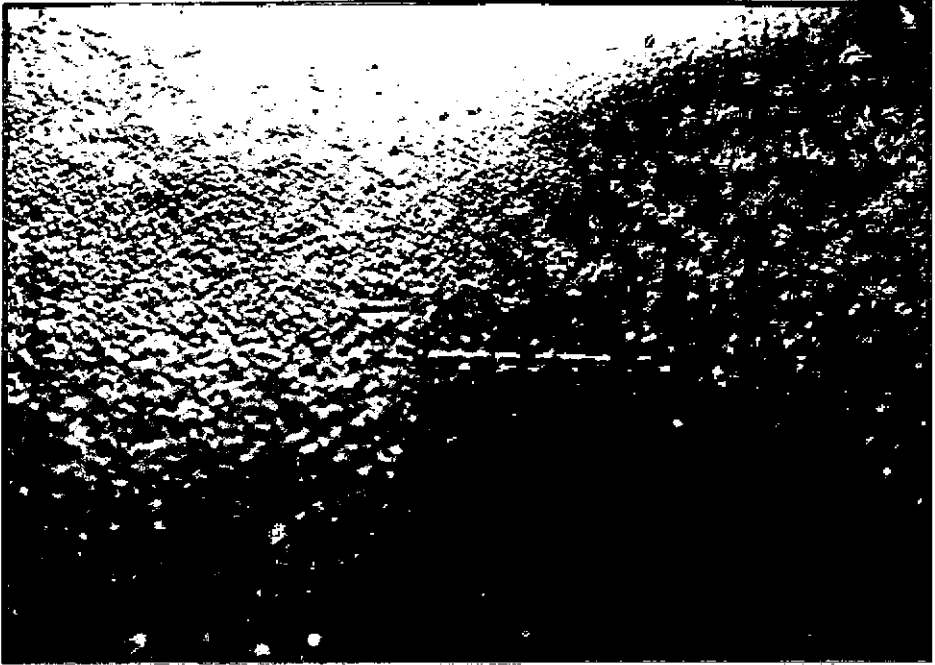


FOTO III-8: Deformação de superfície observada no ensaio 02.

$D/B = 10,0$ .

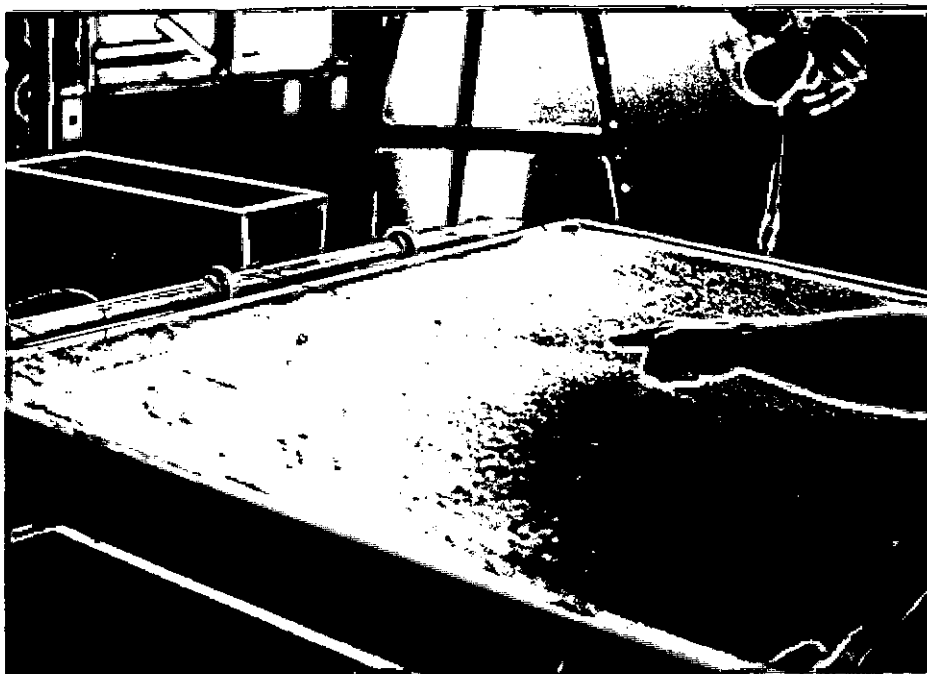


FOTO III-9-a

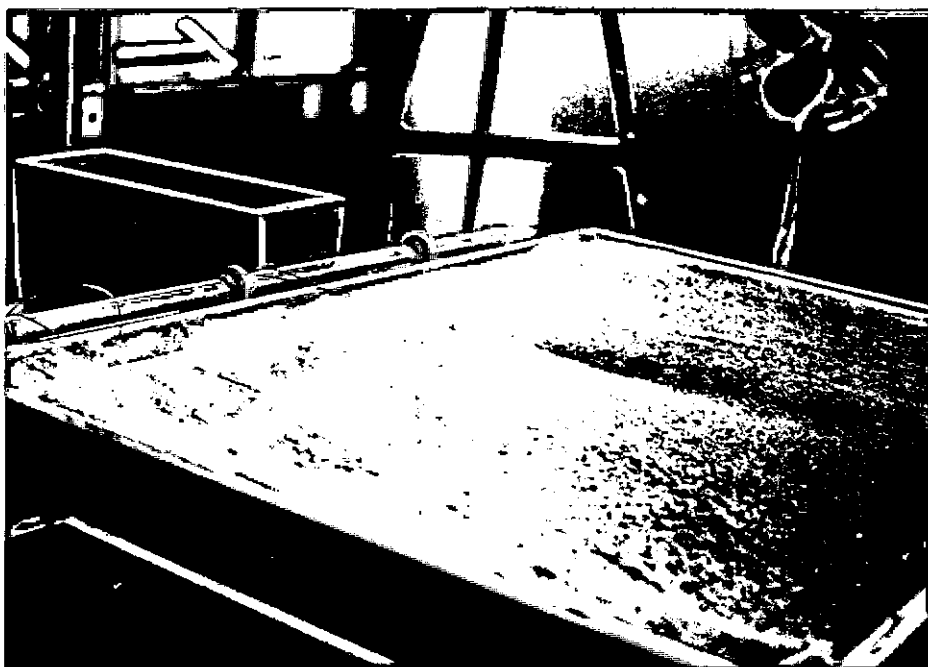


FOTO III-9-b

FOTOS III-9-a E III-9-b: Formam uma sequência ilustrando o desenvolvimento das deformações superficiais típicas da relação  $D/B = 10,0$ .

### III.3.3 - Análise dos Resultados

#### III.3.3.1 - Influência da Profundidade na Carga de Arrancamento da Ancoragem.

Os gráficos da Figura III-32 mostram a variação da carga de arrancamento de ancoragens em função da profundidade. Pode-se observar que a capacidade de carga aumenta de forma praticamente linear com o aumento da profundidade, tendo a origem como ponto comum. Essa tendência foi verificada nas três configurações de ancoragens testadas. Foram verificadas pequenas distorções indicando que há um ligeiro ganho de eficiência das ancoragens mais próximas à superfície, tendência essa acentuada nas configurações em que o espaçamento entre plaquetas é maior - ver Figura III-33. Os resultados indicam ainda que nas três profundidades de testes ( $D/B = 3,3; 10,0; 16,7$ ) as ancoragens tiveram comportamento similar quanto à capacidade de carga, sendo a carga de ruptura praticamente diretamente proporcional às pressões de terra sobrejacente. Tal conclusão é coerente com a sugestão de TERZAGHI (1954) que considera que a partir de  $D/B > 2$  as ancoragens passam a comportar-se como profundas, contrariando TSCHEBOTARIOFF (1973) que recomenda  $D/B > 6$ .

#### III.3.3.2 - Influência do aumento do número de plaquetas igualmente pouco espaçadas.

Para este estudo foram realizados 4 ensaios com ancoragens a 15 cm de profundidade, espaçadas de 2,5cm, com 1,3,6 e 12 plaquetas de 1,5 cm de lado.

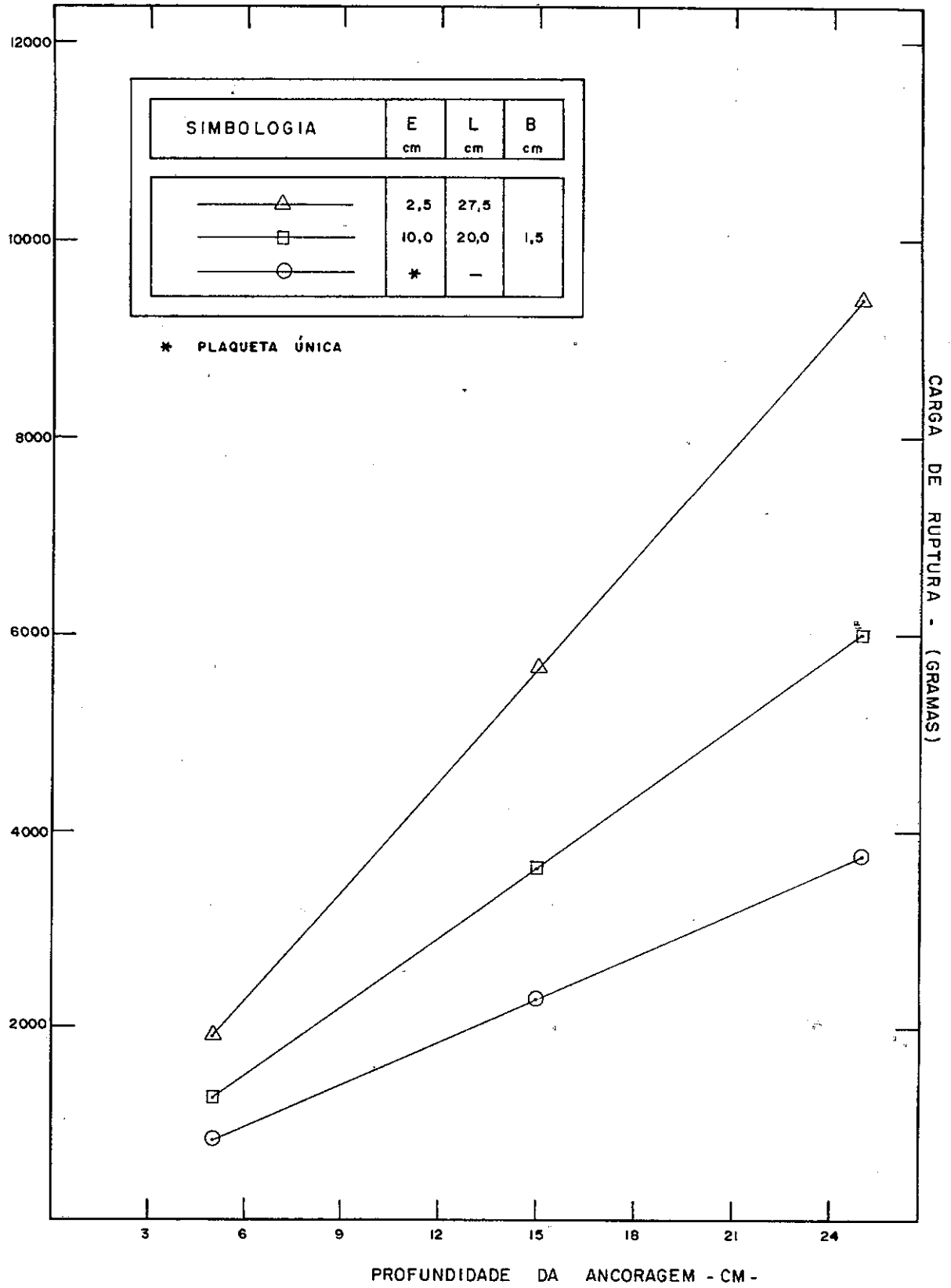


FIGURA III-32

VARIAÇÃO DA CARGA DE ARRANCAMENTO  
DE ANCORAGENS EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE



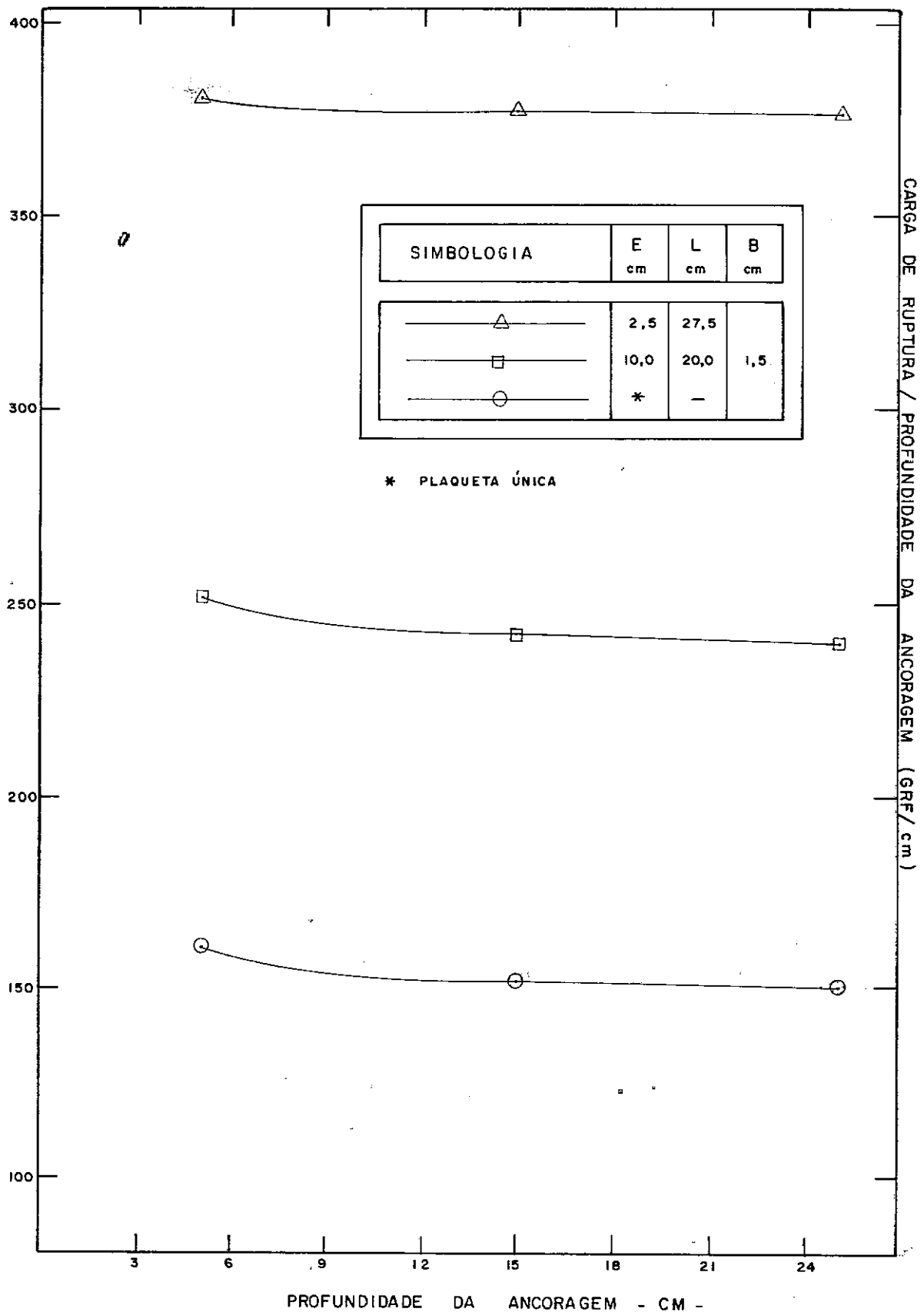


FIGURA III-33

RELAÇÃO ENTRE  $\frac{\text{CARGA DE ARRANCAMENTO}}{\text{PROFUNDIDADE DA ANCORAGEM}}$  VERSUS PROFUNDIDADE DA ANCORAGEM EM ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE ANCORAGEM ISOLADAS

Neste tipo de ancoragem, devido à proximidade, há interferência entre plaquetas, conseqüentemente o solo entre essas plaquetas acompanha as deformações da ancoragem que passa então a funcionar como um bloco de seção 1,5 cm x 1,5 cm e com comprimento  $l$ . Assim, neste caso, a capacidade de carga da ancoragem é governada por dois fatores, quais sejam, a resistência de ponta mobilizada pela primeira plaqueta e a resistência lateral induzida pelo solo entre plaquetas - ver esquema apresentado na figura III-27.

A Figura III-34 mostra a variação da carga de ruptura por número de plaquetas igualmente espaçadas - curva 01. Tam**­**bém nesta figura apresenta-se uma segunda curva - curva 02 - , similar à primeira, na qual subtraiu-se da carga de ruptura a carga de ponta. Considerou-se como carga de ponta a carga de ruptura da ancoragem com uma só plaqueta.

Analisando a curva 01 observa-se uma sensível perda de eficiência da ancoragem à medida que aumenta o número de plaquetas. Esta perda é principalmente oriunda da diluição da resistência de ponta que é um fator independente do número de plaquetas. A análise da curva 02 indica que cada plaqueta adicional representa um acréscimo de carga praticamente constante; entretanto, rigorosamente, existe também uma perda de eficiência, embora muito pequena. Acredita-se que essa perda seja resultante de um processo de ruptura progressiva que pode ser explicado da seguinte forma: - O módulo de elasticidade do material da ancoragem tem fundamental importância na sua interação com o solo. Em se tratando de um material elástico, iniciado o carregamento, somente será mobilizada a resistência do solo na circun

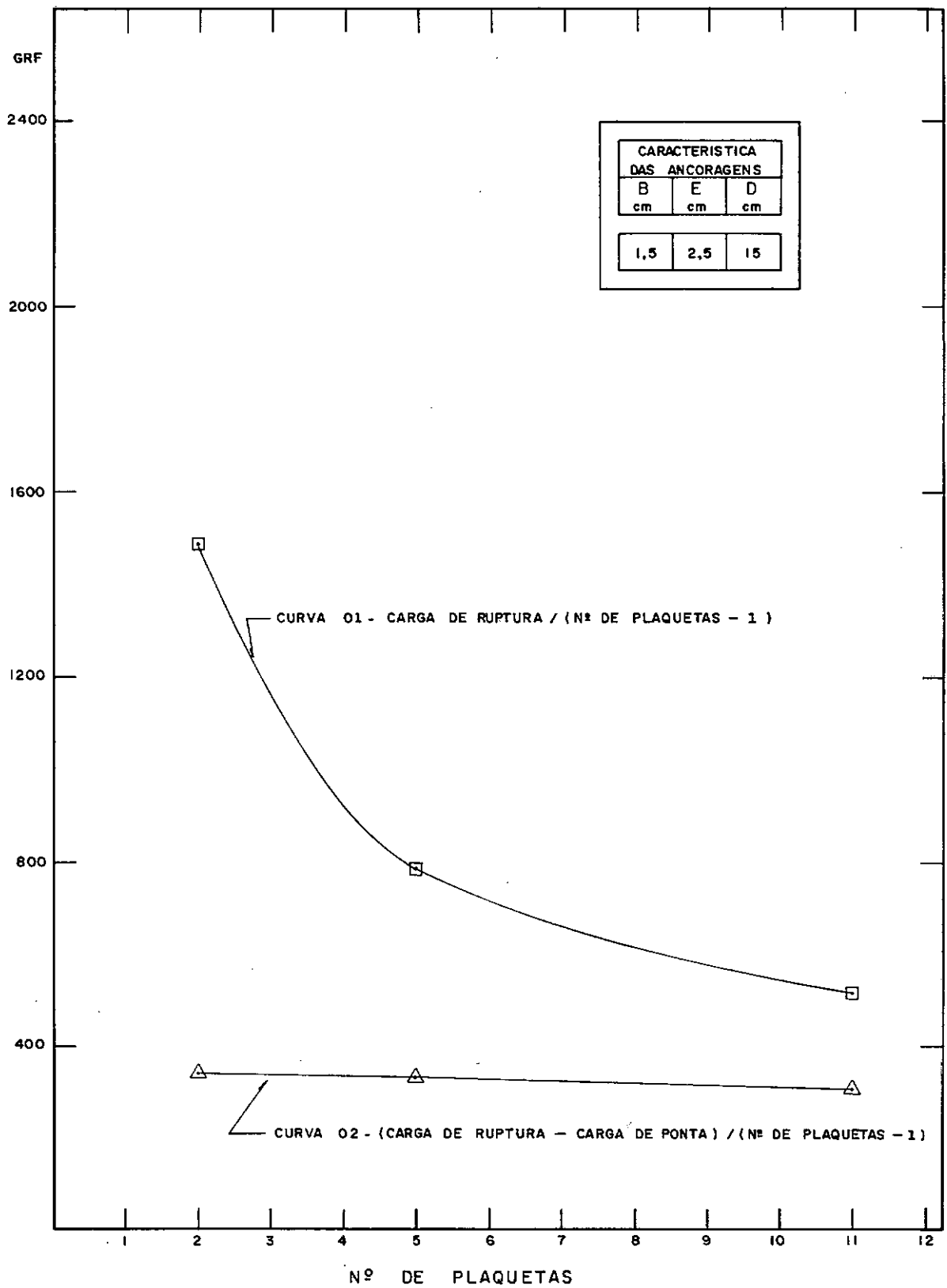


FIGURA III-34

VARIAÇÃO DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO  
NÚMERO DE PLAQUETAS IGUALMENTE  
ESPAÇADAS

vizinhança das plaquetas mais próximas ao ponto de solicitação. São a deformação da ancoragem e consequentemente do solo, nessa região é que possibilitará a mobilização das plaquetas mais distantes. Tal efeito será tanto mais acentuado quanto menor for o módulo de elasticidade e quanto maior for o comprimento do trecho ancorado. Em suma a resistência do solo não é mobilizada simultaneamente ao longo de toda a ancoragem.

### III.3.3.3 - As cargas de ruptura

Pretende-se fazer neste item uma comparação entre as cargas de ruptura medidas e cargas de ruptura teóricas determinadas com base nos princípios expostos em III.3.1.

#### III.3.3.3.1 - Ruptura profunda (Local)

Esta análise - ruptura profunda - será efetuada para os três níveis de ensaios ( $D/B = 3,3; 10,0; 16,7$ ), conforme recomendação de TERZAGHI (1954) que a considera adequada para profundidades superiores à correspondente à relação  $D/B = 2$ .

Três procedimentos de cálculo serão utilizados conforme a configuração da ancoragem:

- . Procedimento 1: Para ancoragens com uma única placa a carga de arrancamento será calculada fazendo-se analogia com uma sapata. Utilizaremos a equação de TERZAGHI  $q_f = c N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$

aplicando-lhe fatores de forma para sapatas quadradas conforme DE BEER (1967) e VESIC (1970).

- Procedimento 2: Para ancoragens com  $E/B = 1,67$  será considerado que por estarem pouco espaçadas há uma interferência entre plaquetas, conseqüentemente, o solo entre plaquetas acompanha as deformações da ancoragem que passa então a funcionar como um bloco de seção  $B \times B$  e comprimento  $\ell$ . Nessas circunstâncias a resistência de ponta será calculada pelo Procedimento 1 e a resistência lateral pela fórmula  $R_L = 2 B \ell \gamma D (1+K_0) \text{tg} \theta$  conforme o esquema da Figura III-35.

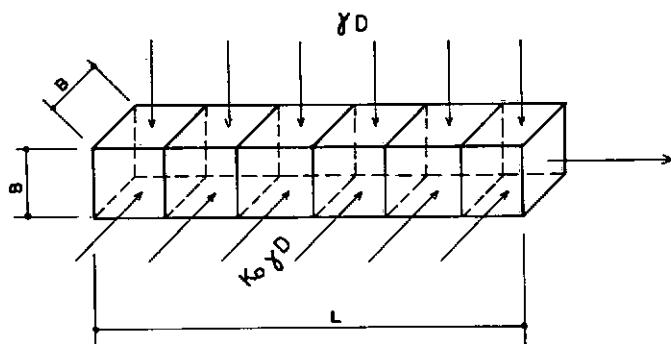


FIGURA III-35 - Esquema das tensões intervenientes no cálculo da resistência lateral do bloco de ancoragem de seção  $B \times B$  e comprimento  $\ell$ .

- Procedimento 3: Para ancoragens com  $E/B = 6,67$  será considerado que o espaçamento entre plaquetas é suficiente para evitar a interferência entre elas. A resistência por plaqueta será avaliada como no procedimento 1 e multiplicada pelo número de plaquetas. Figura III-36.

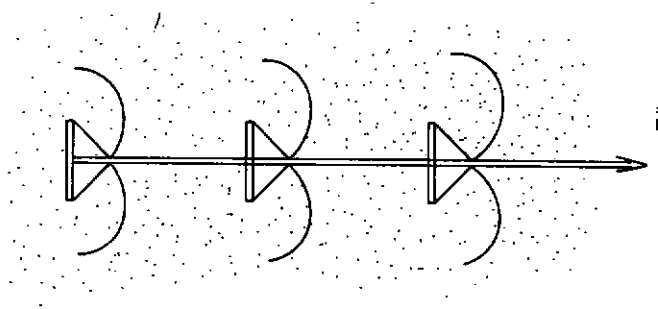


FIGURA III-36 - A resistência total da ancoragem será a resistência mobilizada por cada plaqueta multiplicada pelo número de plaquetas - Procedimento 3.

### III.3.3.3.2 - Ruptura superficial (Geral)

A análise tipo "ruptura superficial" será efetuada para ancoragens com relação  $D/B = 3,33$  conforme recomendação de TSCHEBOTARIOFF (1973) que a considera adequada para profundidades inferiores à correspondente à relação  $D/B = 6$ .

Também três procedimentos de cálculo serão utilizados conforme configuração da ancoragem:

- Procedimento 4: Para ancoragem com uma única plaque-ta seguiremos orientação de BUCHOLZ (1931) e TSCHEBOTARIOFF (1973) segundo a qual a resistência ao arrancamento de placas se resumirá na diferença entre os empuxos passivo e ativo do solo, calculados sobre toda a profundidade  $H$  conforme a Figura III-28.
- Procedimento 5: Para ancoragem com  $E/B = 1,67$  que será considerada como um bloco de seção  $B \times B$  e comprimento  $\lambda$  pelos motivos já expostos. O cálculo será como exposto no item III-3.1.2 (d) e o esquema de forças é análogo ao que se mostra na Figura III-29.

- Procedimento 6: Para ancoragem com  $E/B = 6,67$  não se rã considerada a interferência entre plaquetas. A resistência por plaqueta será avaliada como no procedimento 4 e multiplicada pelo número de plaquetas. Figura III-37.

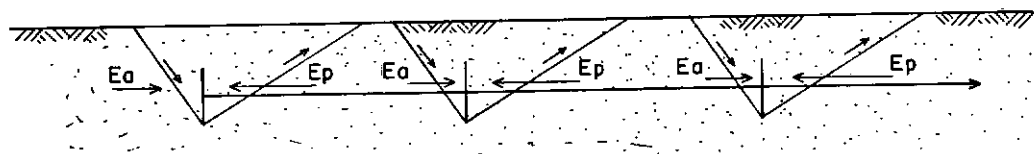


FIGURA III-37 - Procedimento 6

A Tabela III-7 apresenta o valor da carga de ruptura de cada ancoragem ensaiada e os compara com os calculados.

A análise da Tabela III-7 conduz às seguintes conclusões:

1. Os procedimentos 1 e 2, utilizados para análise de ancoragens respectivamente com plaqueta única e plaquetas múltiplas pouco espaçadas, de maneira geral forneceram resultados coerentes com os dados experimentais. Conforme verifica-se as diferenças percentuais entre os resultados de carga de ruptura medida e calculada variaram entre -13% e +37% da



EN- SAIO	CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO							CARGA	
	B cm	E cm	ℓ cm	N.P. -	D cm	E/B -	D/B -	MEDIDA	MEDIDA/ CALCULADA %
01	1,5	2,5	27,5	12	5	1,67	3,3	1908	128 (2) 223 (5)
02	1,5	2,5	27,5	12	15	1,67	10,0	5666	127 (2)
03	1,5	2,5	27,5	12	25	1,67	16,7	9416	137 (2)
04	1,5	2,5	12,5	06	15	1,67	10,0	3947	114 (2)
05	1,5	2,5	5,0	03	15	1,67	10,0	2963	100 (2)
06	1,5	10,0	20,0	03	5	6,67	3,3	1257	48 (3) 337 (6)
07	1,5	10,0	20,0	03	15	6,67	10,0	3638	46 (3)
08	1,5	10,0	20,0	03	25	6,67	16,7	5992	52 (3)
09	1,5	*	-	01	5	-	3,3	806	92 (1) 650 (4)
10	1,5	*	-	01	15	-	10,0	2281	87 (1)
11	1,5	*	-	01	25	-	16,7	3748	98 (1)

(\*) Plaqueta única

Obs: Os números entre parênteses referem-se ao procedimento de cálculo

TABELA III-7 - Comparação Entre Valores de Cargas de Arrancamento Medidas e Valores Calculados Teoricamente.

carga calculada. Percebe-se uma tendência ao aumento do erro com o aumento do número de plaquetas.

2. A carga de ruptura das ancoragens com plaquetas medianamente espaçadas ( $E/B = 6,67$ ) foram em média 50% inferiores aos valores calculados pelo procedimento 3. Acredita-se que a discrepância verificada neste caso é resultante de um processo de ruptura progressiva oriunda da deformabilidade do cabo da ancoragem que tende a não permitir a mobilização simultânea de todas as plaquetas e, apesar da distância relativa, de algum processo de interferência entre plaquetas.
3. Os procedimentos 4, 5 e 6 foram, respectivamente, adotados para o cálculo da carga de ruptura superficial de ancoragens com plaqueta única, ancoragens com  $E/B = 1,67$  e ancoragens com  $E/B = 6,67$ , nos ensaios em que a relação  $D/B = 3,33$ .

Tais procedimentos subestimaram em muito os resultados experimentais. O procedimento 4 forneceu uma carga 6,5 vezes menor; o procedimento 5 forneceu uma carga 2,2 vezes menor e o procedimento 6 uma carga 3,4 vezes menor.

Acredita-se que a fonte principal destas diferenças reside no fato do método adotado não considerar o efeito tridimensional no cálculo da carga de ruptura de ponta, calculada como se fosse uma soli-

citação tipo deformação plana ("plane-strain").

4. Não verificou-se diferenças sensíveis entre resultados medidos e calculados pela metodologia de ruptura localizada relativamente à profundidade. Acredita-se que corroborando com as conclusões já apresentadas no item III-3.3.1 todas as ancoragens tiveram um processo de ruptura profunda.

## III.4.- Sistemas com ancoragens múltiplas

## III.4.1 - Testes em modelos reduzidos

Foram feitos 32 ensaios conforme a Tabela III-8.

EN- SAIO	B cm	E cm	L cm	S <sub>V</sub> cm	S <sub>H</sub> cm	N <sub>V</sub> -	N <sub>H</sub> -	N.P. -	E/B -	L/H -	M <sub>CE</sub> kg-cm	M <sub>EA</sub> kg-cm	M <sub>CT</sub> kg-cm	DEFORMAÇÃO DE RUPTURA Grau-Min.-Seg.
01	1,5	2,5	30	5	10	05	04	12	1,67	1,00	-289,55	-58,12	-347,67	02° 41' 17"
02	1,5	10,0	30	5	10	05	04	03	6,67	1,00	-186,38	-58,12	-244,51	02° 20' 38"
03	1,5	*	30	5	10	05	04	01	*	1,00	-61,46	-58,12	-119,58	01° 46' 17"
04	1,5	2,5	30	10	20	03	02	12	1,67	1,00	-88,62	-58,12	-146,74	01° 59' 46"
05	1,5	10,0	30	10	20	03	02	03	6,67	1,00	-59,64	-58,12	-117,77	01° 50' 01"
06	1,5	*	30	10	20	03	02	01	*	1,00	-17,98	-58,12	-76,11	01° 40' 44"
07	1,5	2,5	30	-	40	01	01	12	1,67	1,00	-7,11	-58,12	-65,24	01° 41' 30"
08	1,5	10,0	30	-	40	01	01	03	6,67	1,00	+3,76	-58,12	-54,37	01° 37' 23"
09	1,5	*	30	-	40	01	01	01	*	1,00	+21,87	-58,12	-36,25	01° 35' 40"
10	3,0	5,0	30	5	10	05	04	06	1,67	1,00	-588,84	-58,12	-646,96	03° 16' 18"
11	3,0	20,0	30	5	10	05	04	02	6,67	1,00	-383,52	-58,12	-441,64	03° 06' 33"
12	3,0	*	30	5	10	05	04	01	*	1,00	-316,63	-58,12	-374,75	02° 52' 12"
13	3,0	5,0	30	10	20	03	02	06	1,67	1,00	-168,29	-58,12	-226,42	02° 11' 21"
14	3,0	20,0	30	10	20	03	02	02	6,67	1,00	-110,35	-58,12	-168,47	02° 04' 22"
15	3,0	*	30	10	20	03	02	01	*	1,00	-75,95	-58,12	-134,07	01° 50' 30"
16	3,0	5,0	30	-	40	01	01	06	1,67	1,00	-25,23	-58,12	-83,35	01° 58' 32"
17	3,0	20,0	30	-	40	01	01	02	6,67	1,00	-3,49	-58,12	-61,61	01° 42' 21"
18	3,0	*	30	-	40	01	01	01	*	1,00	+1,94	-58,12	-56,18	01° 39' 29"
19	1,5	2,5	24	10	20	03	02	10	1,67	0,80	-65,08	-58,12	-123,20	01° 51' 38"
20	1,5	10,0	24	10	20	03	02	03	6,67	0,80	-28,85	-58,12	-86,98	01° 41' 01"
21	1,5	*	24	10	20	03	02	01	*	0,80	-10,74	-58,12	-68,86	01° 35' 28"
22	1,5	2,5	38	10	20	03	02	16	1,67	1,27	-191,86	-58,12	-249,98	01° 59' 00"
23	1,5	10,0	38	10	20	03	02	04	6,67	1,27	-74,14	-58,12	-132,26	01° 49' 38"
24	1,5	*	38	10	20	03	02	01	*	1,27	-23,42	-58,12	-81,54	01° 40' 55"
25	1,5	2,5	30	-	20	01	02	12	1,67	1,00	-28,85	-58,12	-86,98	01° 42' 37"
26	1,5	2,5	30	-	10	01	03	12	1,67	1,00	-52,40	-58,12	-110,52	01° 46' 51"
27	1,5	2,5	30	10	40	02	01	12	1,67	1,00	-23,42	-58,12	-81,54	01° 40' 53"
28	1,5	2,5	30	10	40	03	01	12	1,67	1,00	-27,04	-58,12	-85,16	01° 41' 57"
29	1,5	*	30	-	20	01	02	01	*	1,00	+16,44	-58,12	-41,68	01° 11' 14"
30	1,5	*	30	-	10	01	03	01	*	1,00	+11,00	-58,12	-47,12	01° 14' 41"
31	1,5	*	30	10	40	02	01	01	*	1,00	+18,25	-58,12	-39,87	01° 08' 09"
32	1,5	*	30	10	40	03	01	01	*	1,00	+16,44	-58,12	-41,68	01° 12' 00"

TABELA III-8 : Sistemas com ancoragens múltiplas, ensaios realizados. B = lado da plaqueta, E = espaçamento entre plaquetas, L = comprimento total do tirante, S<sub>V</sub> e S<sub>H</sub> respectivamente espaçamentos vertical e horizontal entre ancoragens, N<sub>H</sub> e N<sub>V</sub> respectivamente nº de ancoragens na horizontal e na vertical, N.P. = nº de plaquetas por ancoragem, M<sub>CE</sub> = momento devido ao carregamento externo; M<sub>EA</sub> = momento devido ao empuxo ativo, M<sub>CT</sub> = M<sub>CE</sub> + M<sub>EA</sub> = momento devido à capacidade de carga das ancoragens.

\* Plaqueta única.

Os testes obedeceram à seguinte sistemática:

- Após o quarteamento e a pesagem a areia, seca ao ar, era depositada no modelo com uma altura de queda nula. A cada camada de 5 cm a sua superfície era regularizada com o auxílio de uma régua conseguindo-se assim, uma densidade relativa de 61,3%. As ancoragens eram então colocadas nas posições pré-determinadas (foto III-10) e cobertas por novas camadas de areia. Uma vez completada a montagem do modelo, os ensaios eram executados sob velocidade de carregamento controlada. O tempo de carregamento dos diferentes ensaios foi em torno de 20 minutos.

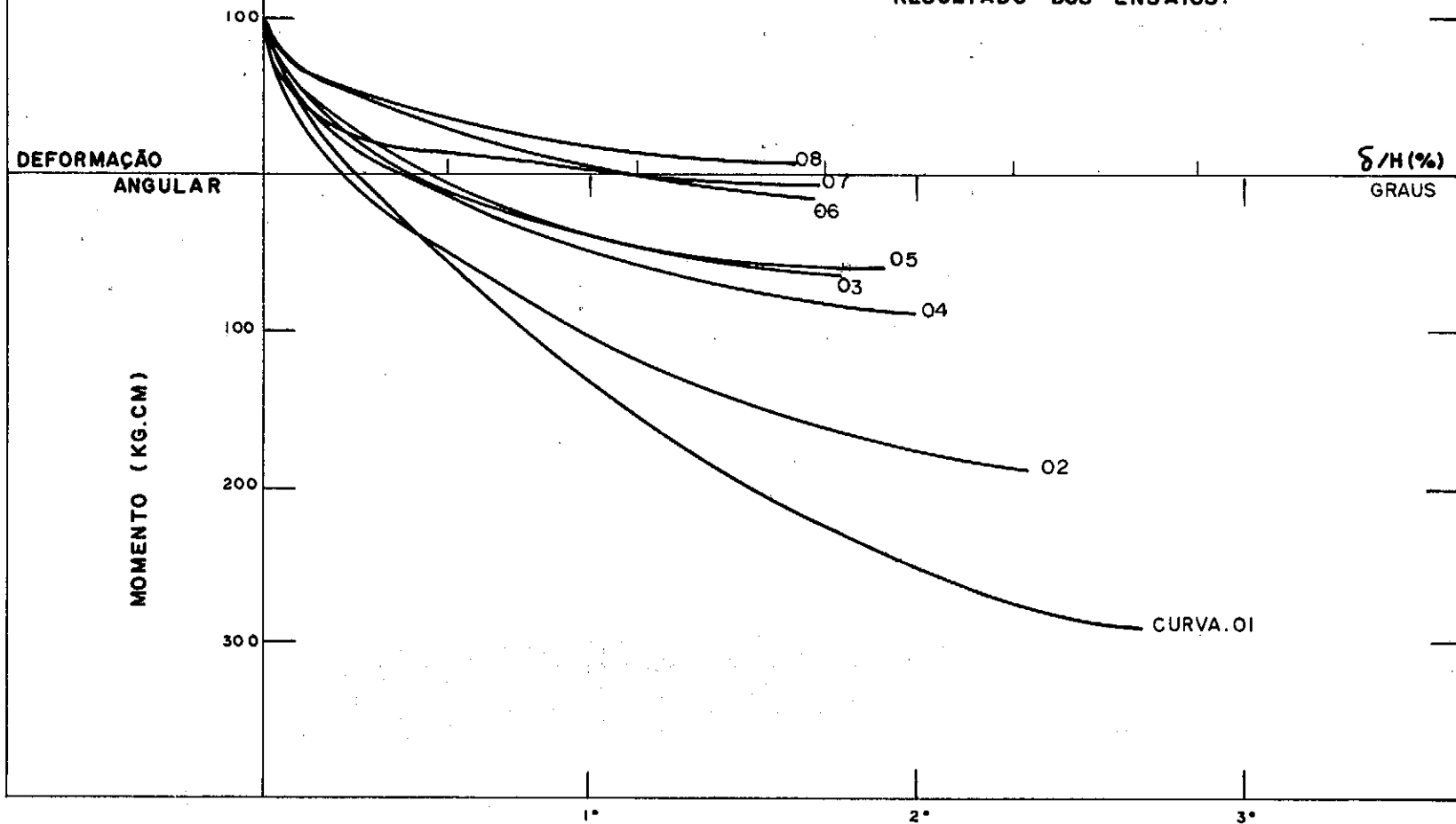
Os resultados dos ensaios são apresentados na tabela III-8 e nos gráficos da figura III-38. A figura III-39 mostra um esquema das superfícies de ruptura.

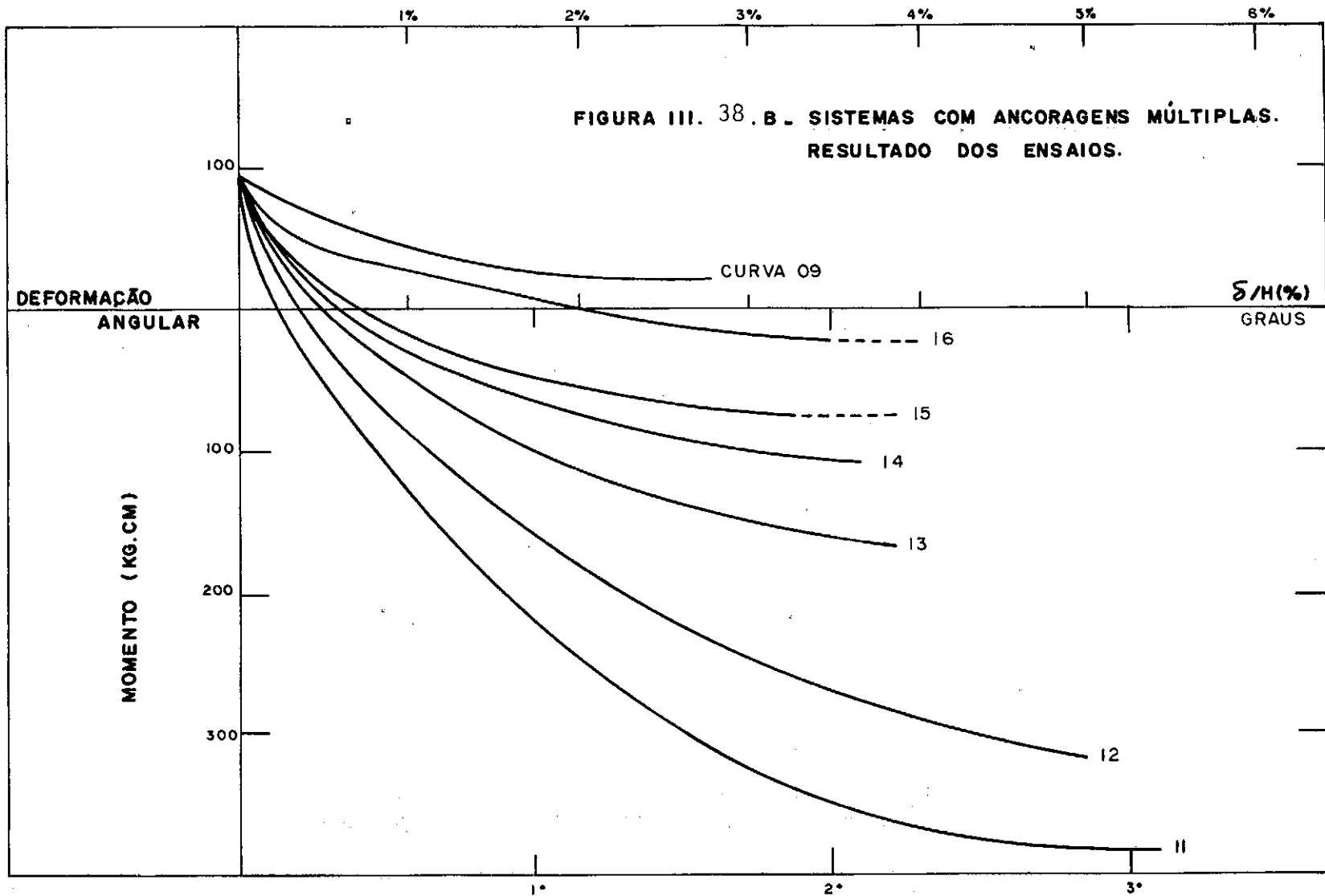


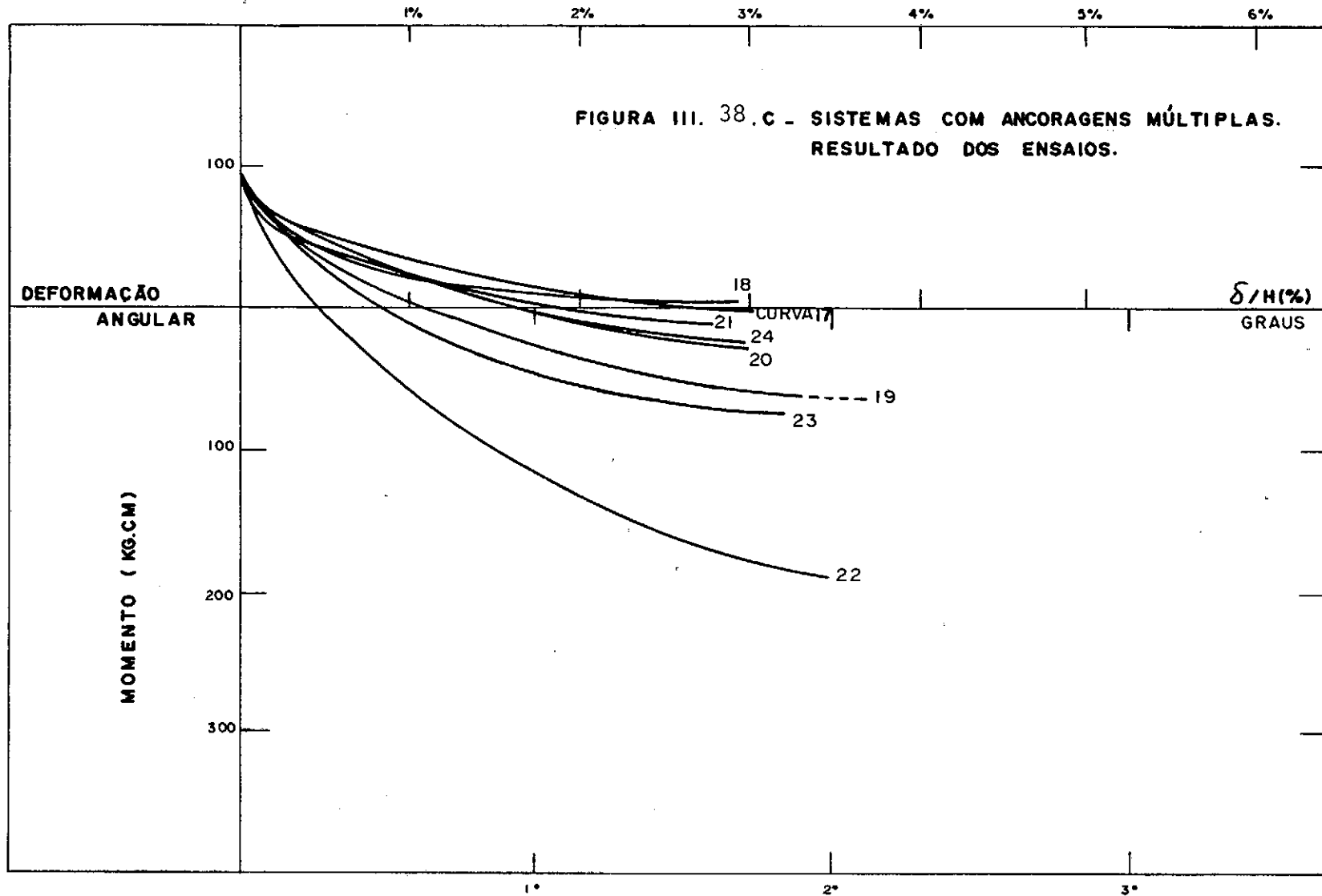
FOTO III-10: Instalação das ancoragens

As fotos números III-11 a III-20 caracterizam as superfícies de ruptura típicas observadas.

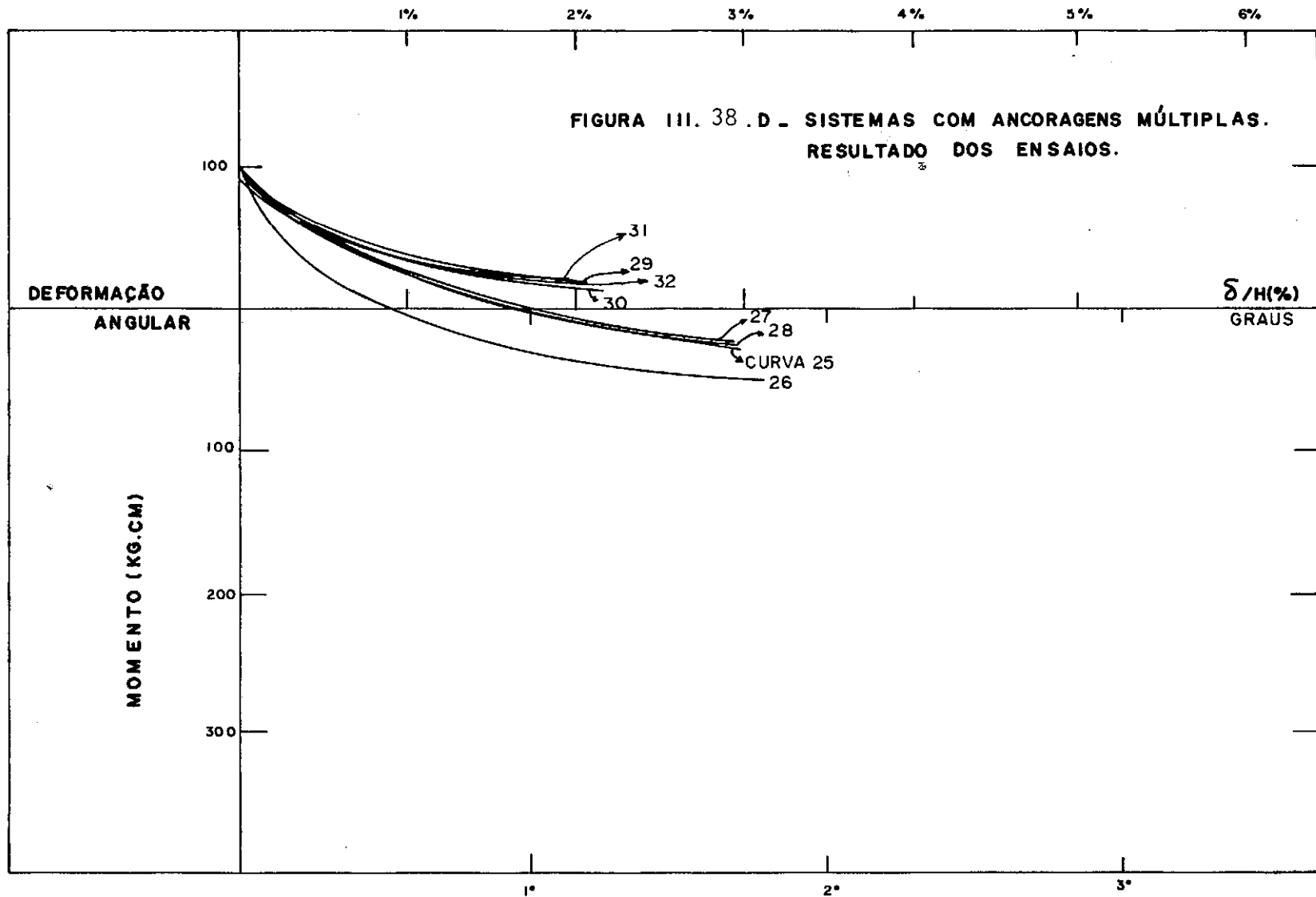
FIGURA III. 38.A - SISTEMAS COM ANCORAGENS MÚLTIPLAS.  
RESULTADO DOS ENSAIOS.











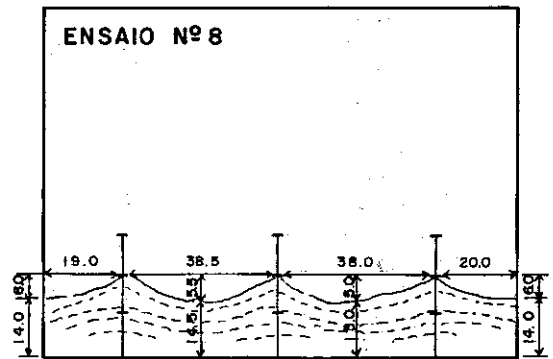
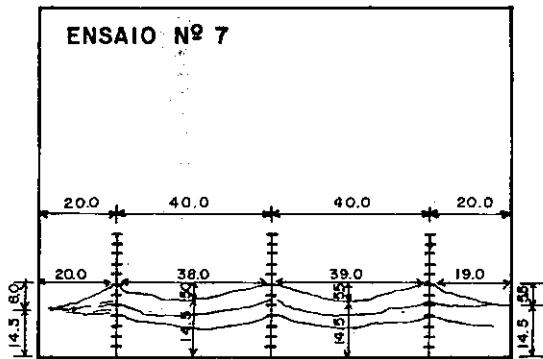
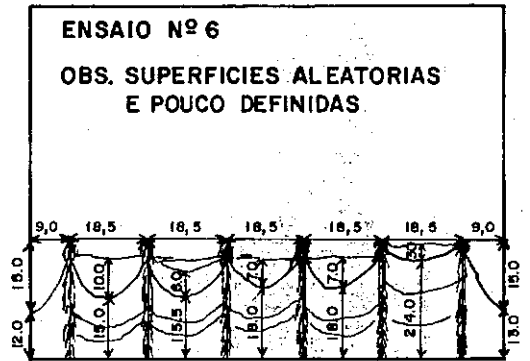
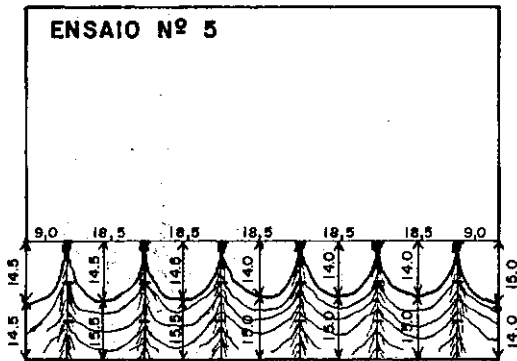
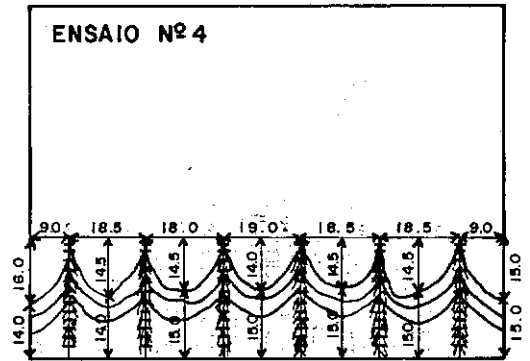
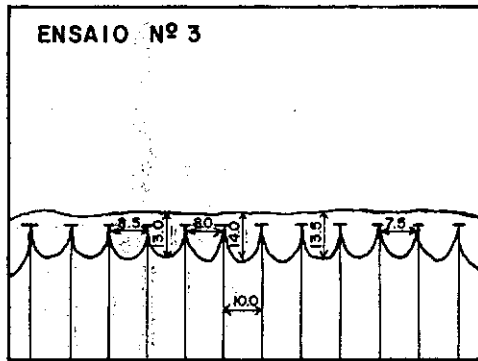
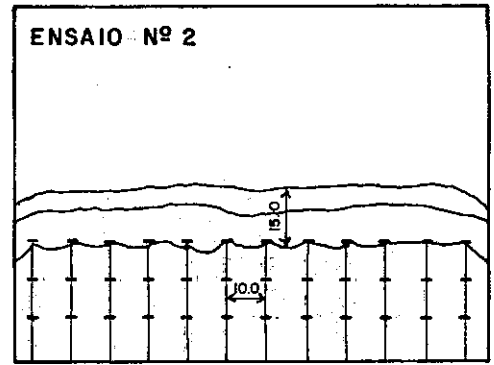
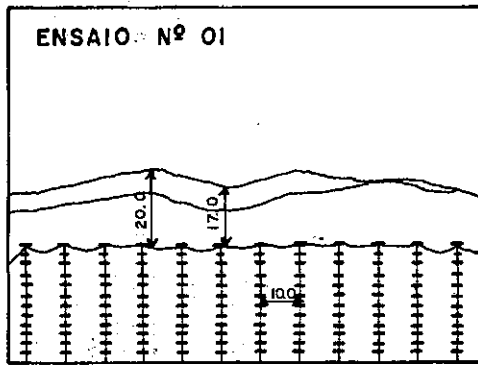


FIGURA III - 39 - A

SISTEMAS COM ANCORAGENS MÚLTIPLAS  
PLANTA DO TERRENO MOSTRANDO AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA  
OBS. COTAS EM CENTÍMETRO

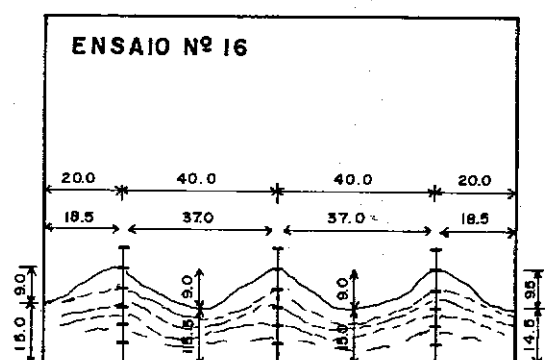
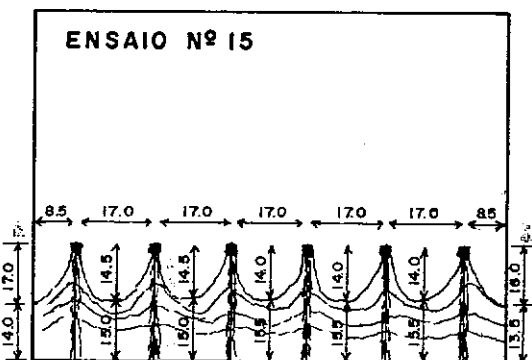
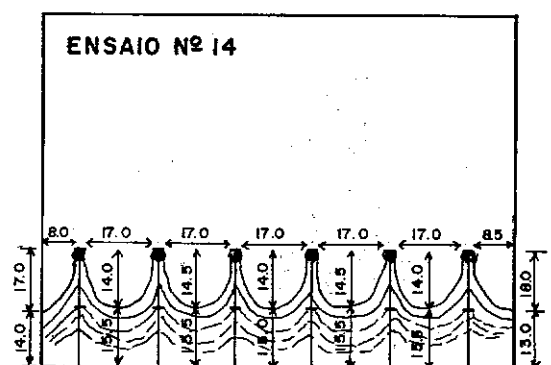
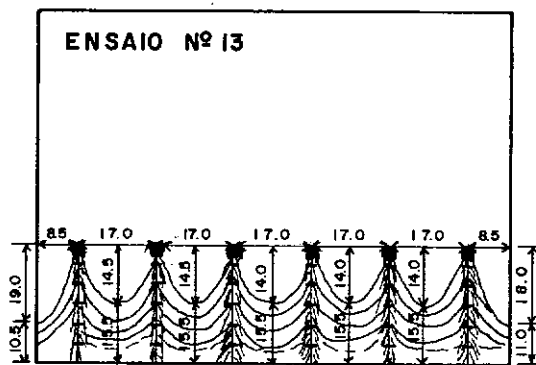
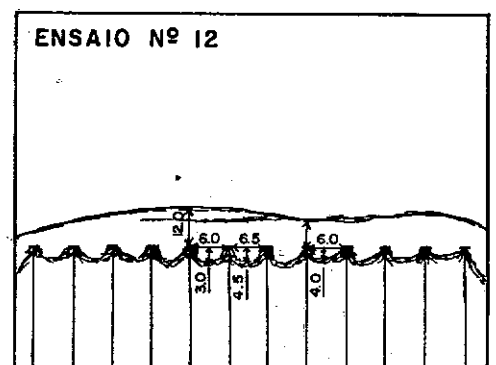
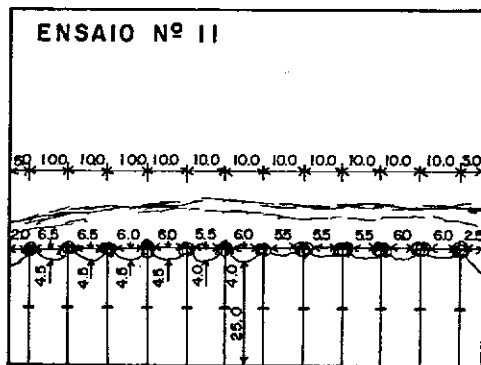
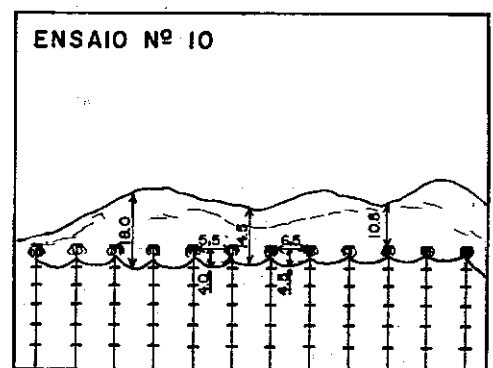
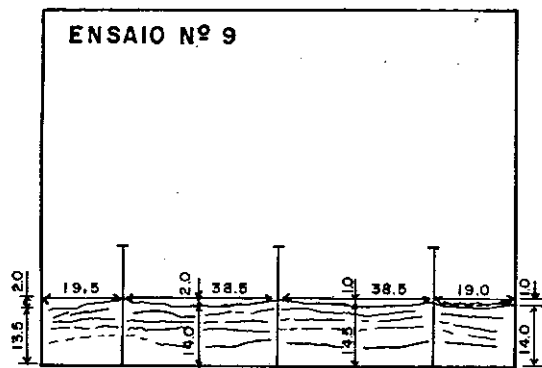


FIGURA III - 39 - B

## SISTEMAS COM ANCORAGENS MÚLTIPLAS

PLANTA DO TERRENO MOSTRANDO AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

**OBS. COTAS EM CENTIMETRO**

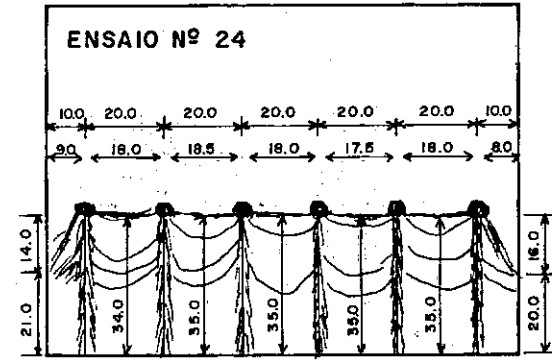
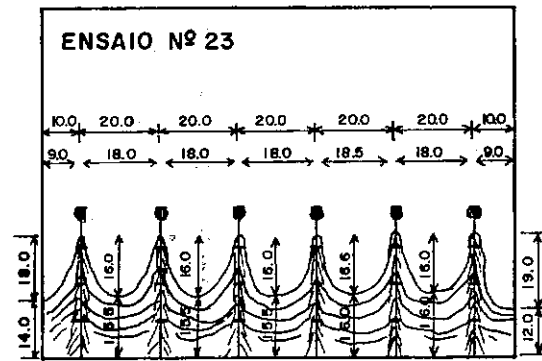
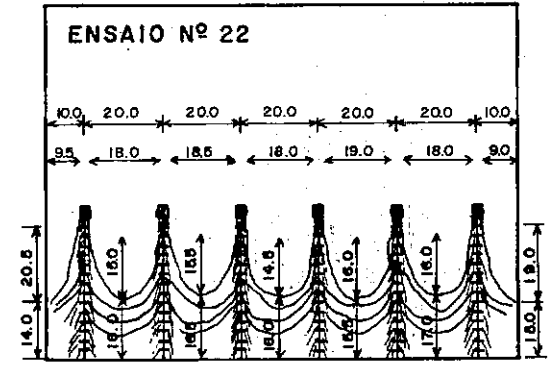
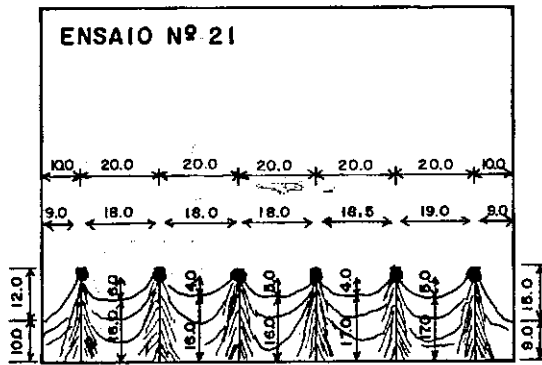
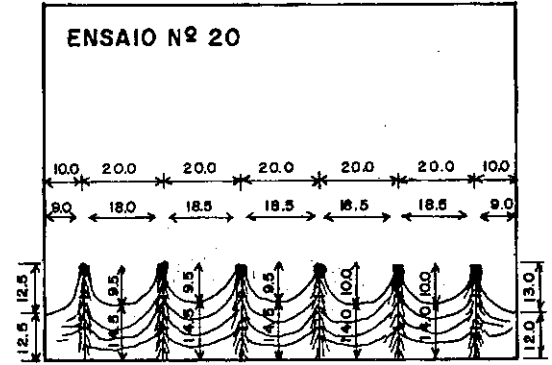
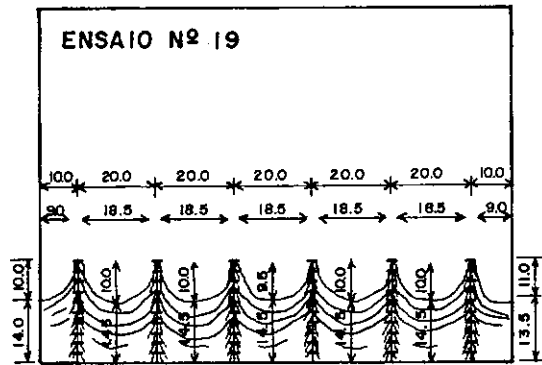
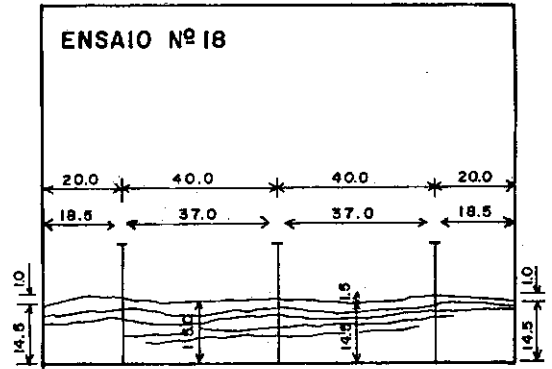
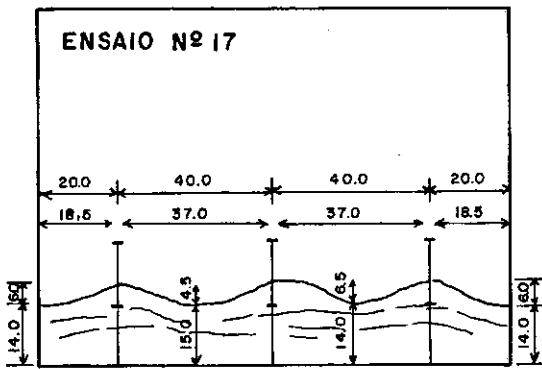


FIGURA III - 39 - C

SISTEMAS COM ANCORAGENS MULTIPLAS

PLANTA DO TERRENO MOSTRANDO AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

OBS. COTAS EM CENTIMETRO

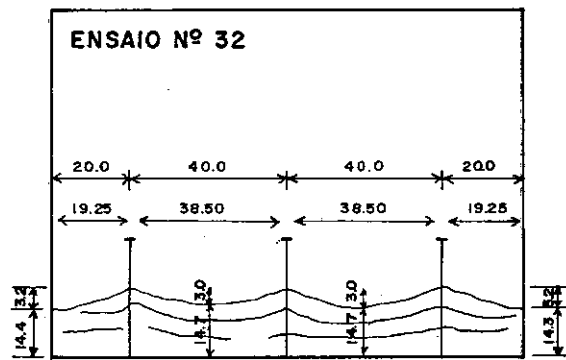
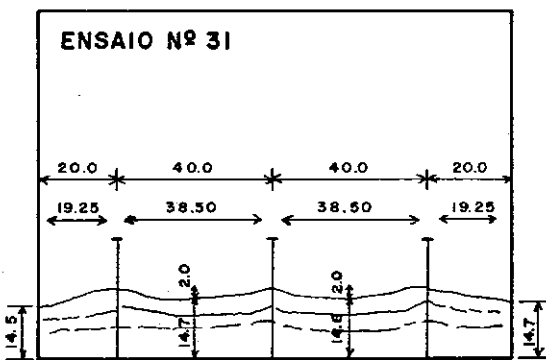
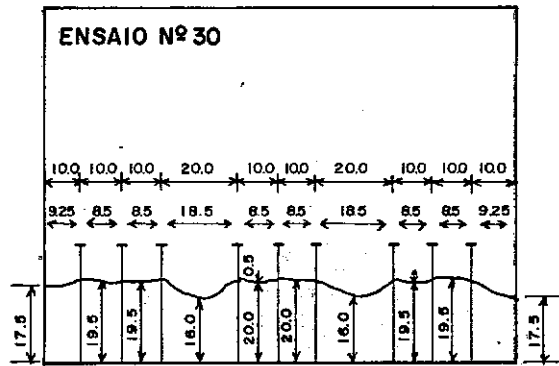
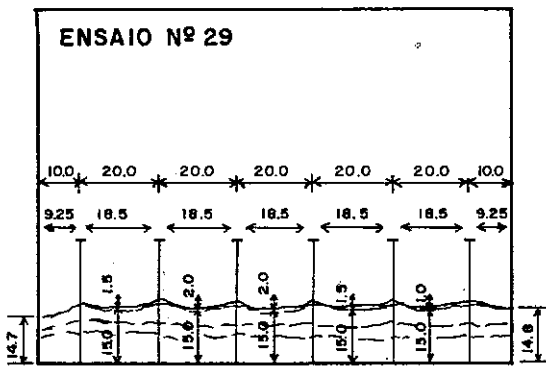
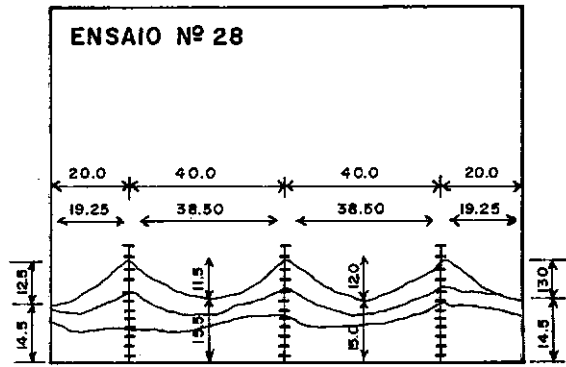
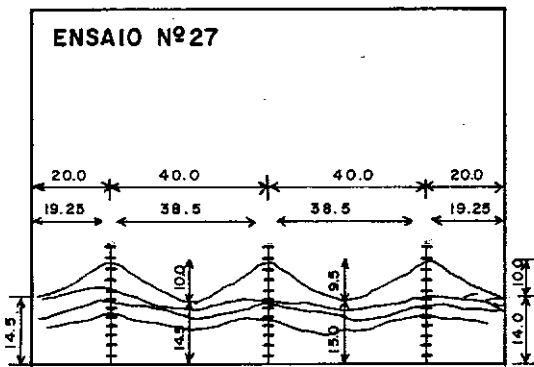
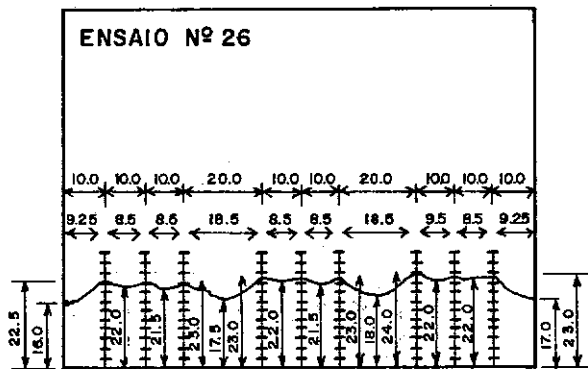
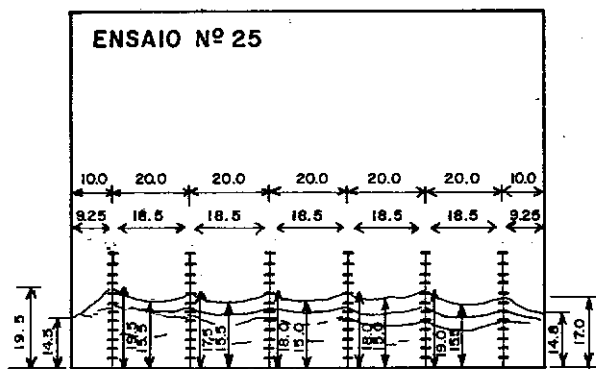
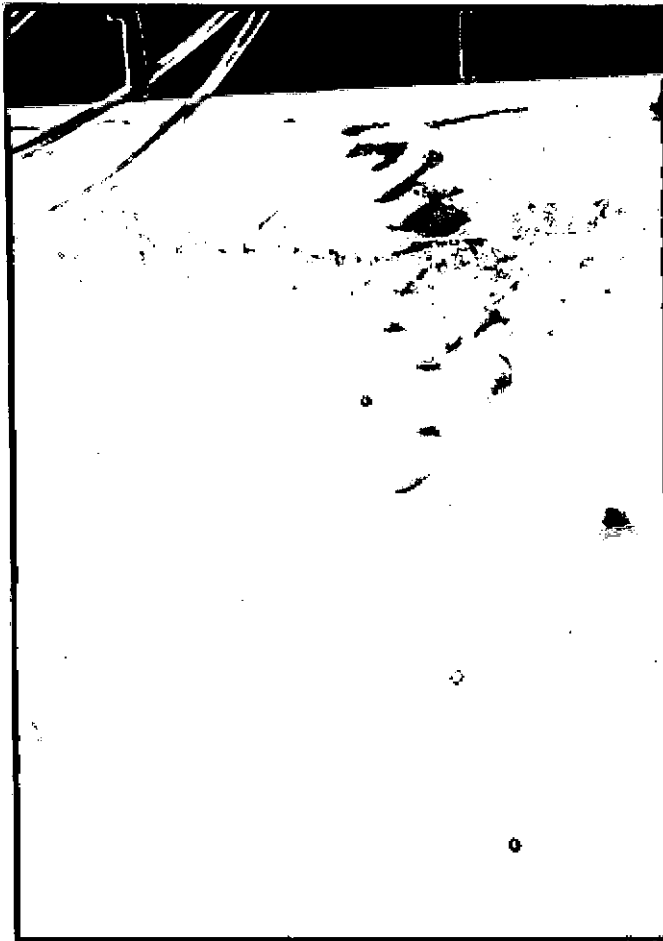
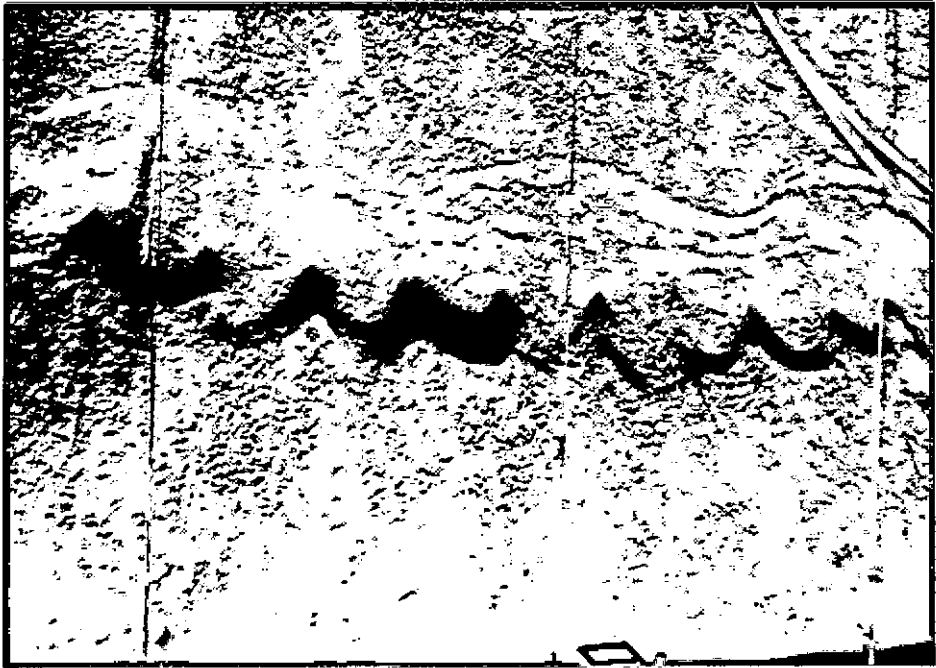


FIGURA III - 39 - D

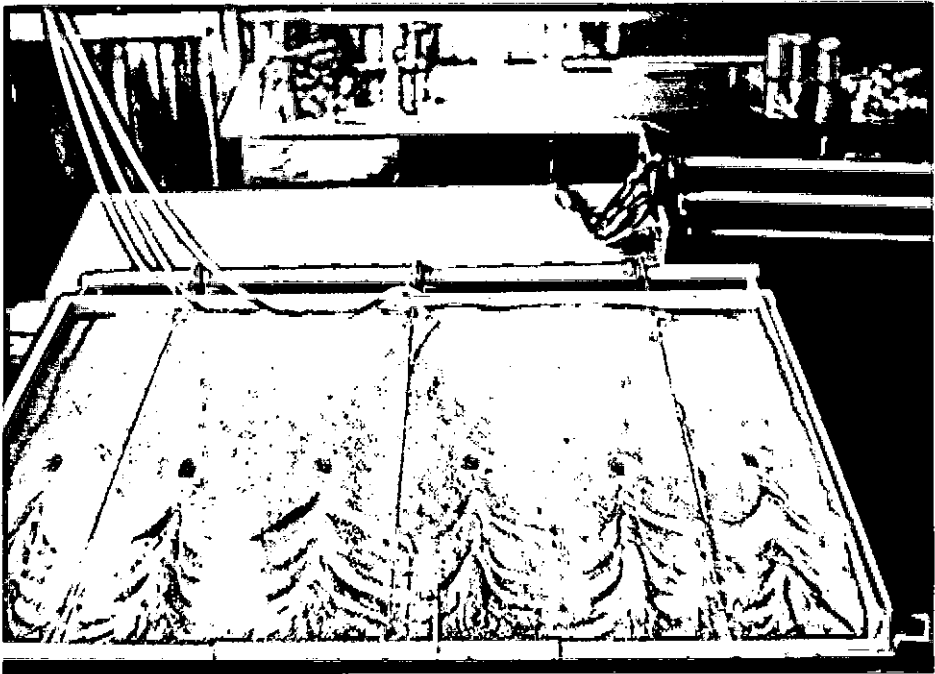
SISTEMAS COM ANCORAGENS MÚLTIPLAS

PLANTA DO TERRENO MOSTRANDO AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

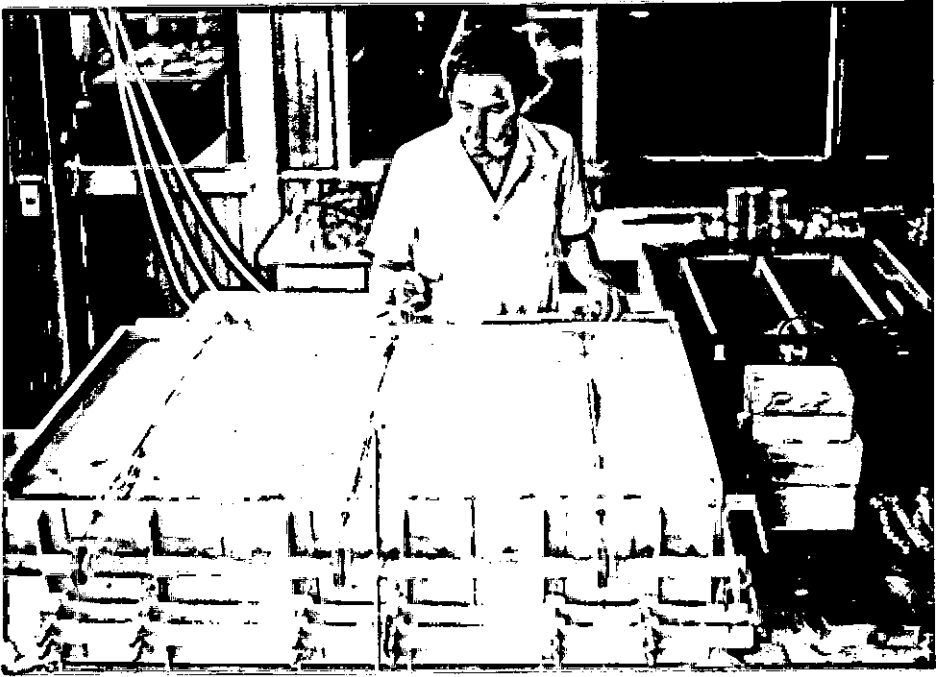
OBS. COTAS EM CENTÍMETRO



FOTOS III-11 e III-12: Superfície de ruptura típica de ensaios  
com  $S_V = 5\text{cm}$  e  $S_H = 10\text{cm}$ .

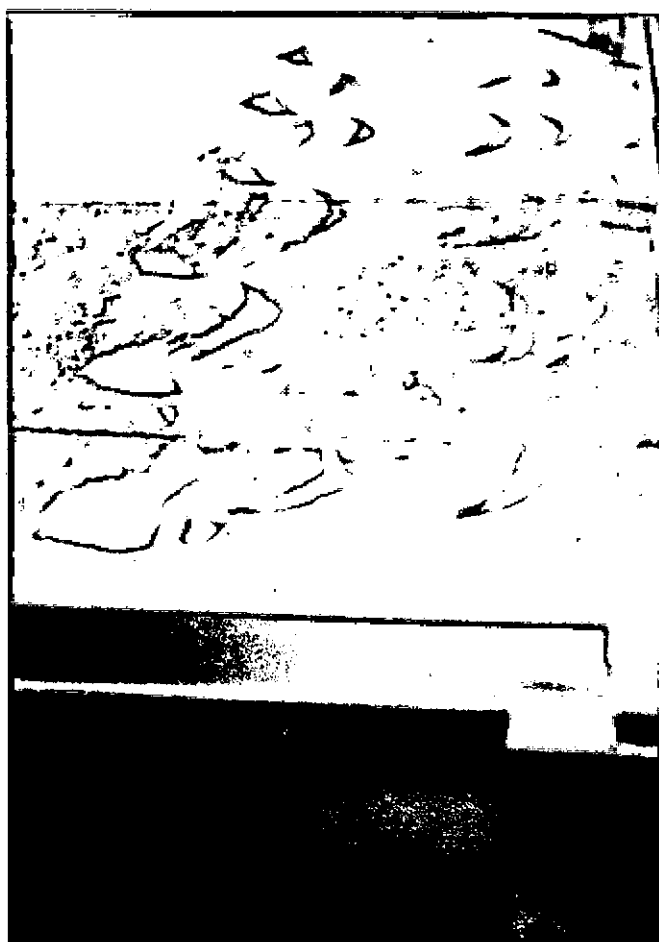
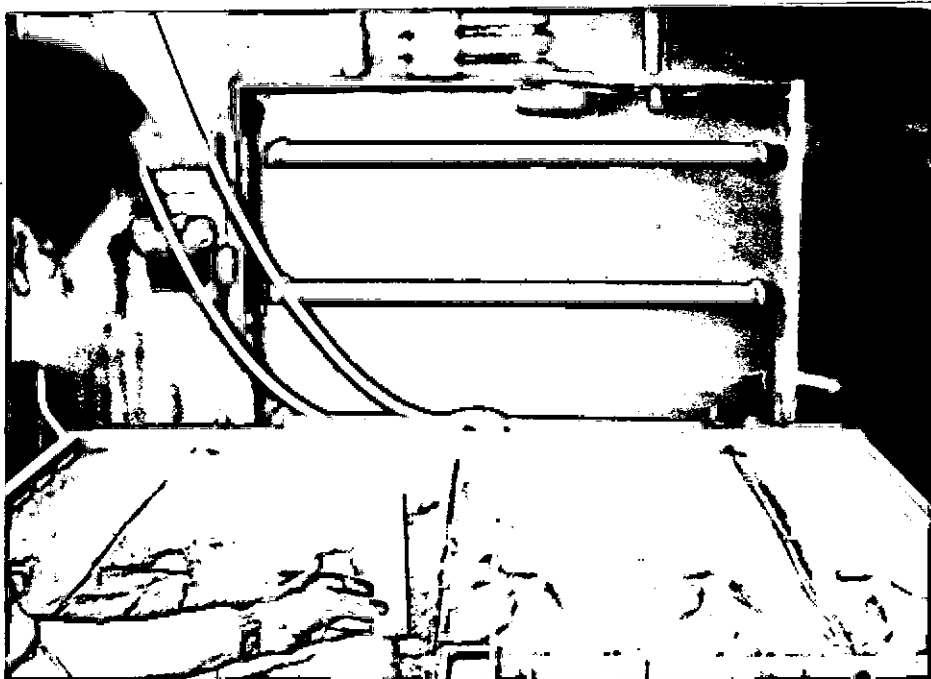


FOTOS III-15 E III-14: Superfície de ruptura típica de ensaios com  $S_V = 10\text{cm}$ ,  $S_H = 20\text{cm}$  e valores de  $E/B$  iguais a 1,67 e 6,67.

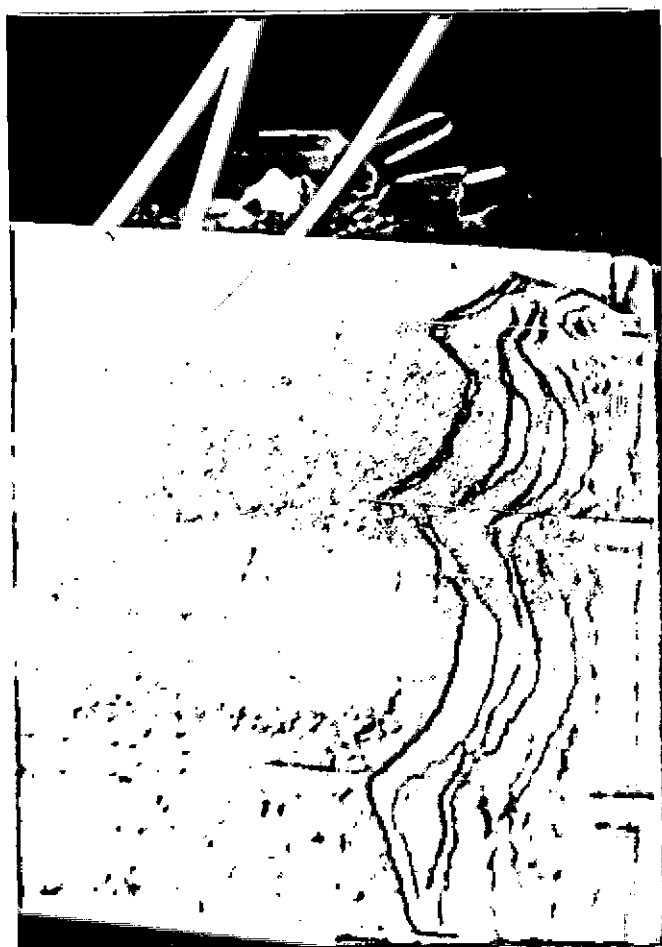
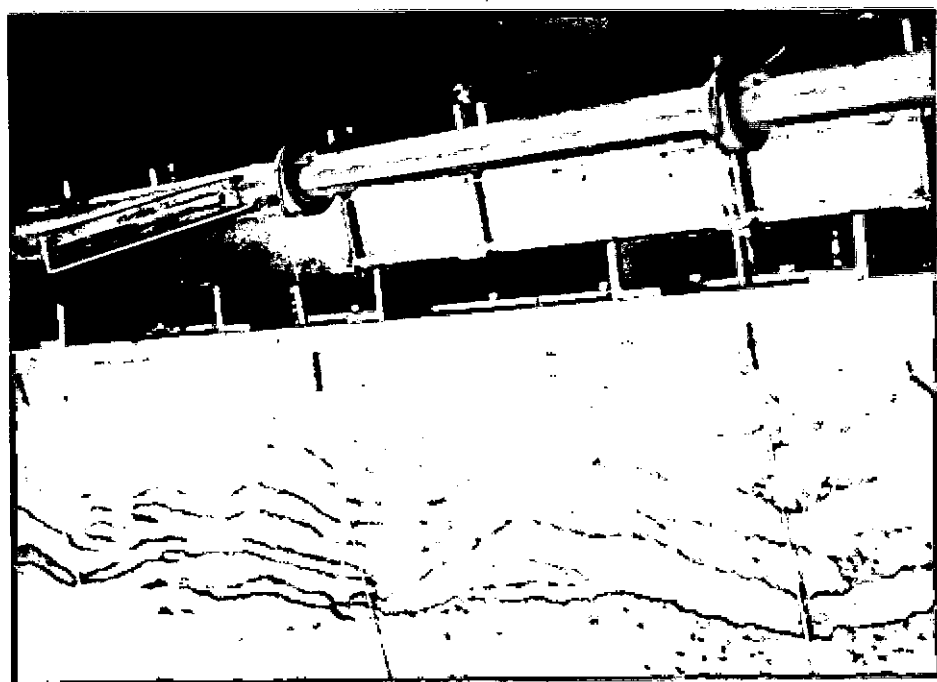


FOTOS III-15 E III-16: Superfície de ruptura típica de ensaios com  $N_V = 01$ ,  $N_H = 01$  e valores de  $E/B$  iguais a 1,67 e 6,67.





FOTOS III-17 e III-18: Superfície de ruptura típica de ensaios  
com  $S_V = 10\text{cm}$ ,  $S_H = 20\text{cm}$  e Plaqueta única



FOTOS III-19 E III-20: Superfície de ruptura típica de ensaios  
com  $N_V = 01$ ,  $N_H = 01$  e Plaqueta única

### III.4.2 - Análise dos Resultados

#### III.4.2.1 - Superfícies de Ruptura

Podem ser agrupadas em duas classes distintas:

- Classe 1: Aparece nos ensaios em que a densidade de tirantes é muito grande. O pequeno espaçamento entre ancoragens fez o volume ancorado se comportar como um bloco solidário. A rotação da parede distorceu uniformemente todo o bloco e uma zona plastificada se formou por detrás do volume atirantado; esta zona é em tudo semelhante à correspondente ao caso sem ancoragens e seu empuxo é, juntamente com o carregamento externo, a força instabilizadora do sistema. Ver Figura III-40.

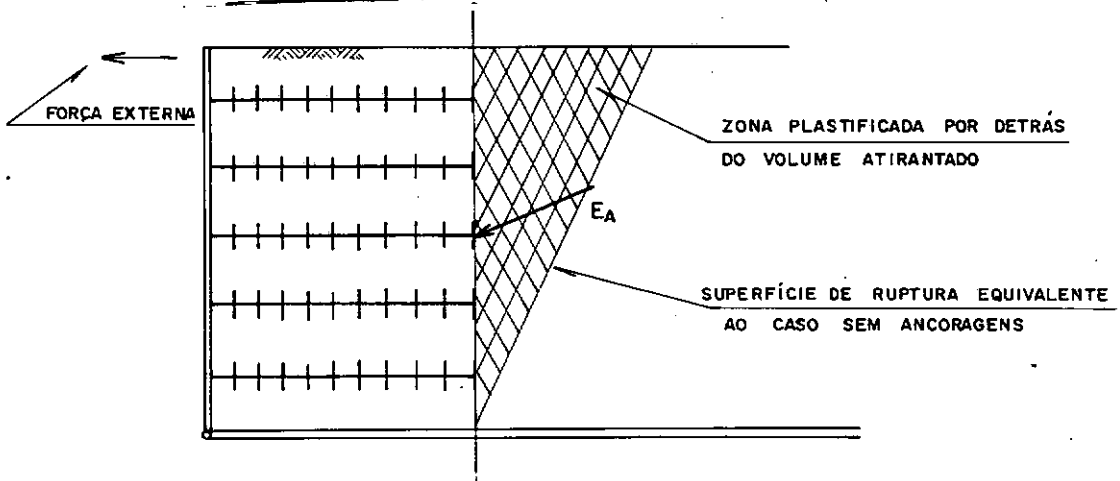


FIGURA III-40 - Volume Ancorado se Comportando Como um Bloco Solidário.

- Classe 2: Nestes ensaios, diversamente dos citados na classe 1, a ruptura das ancoragens foi localizada. O solo por detrás da parede plastificou-se tendendo a uma zona assemelhada aos ensaios sem ancoragem. A presença das ancoragens entre-

tanto causou uma distorção na zona plastificada formando uma série de arcos. O ponto central desses arcos manteve, com relação à parede, distância igual à obtida no ensaio sem ancoragem. Acredita-se que o empuxo correspondente a essa zona não difere substancialmente do empuxo correspondente ao caso sem ancoragem e sua ação, juntamente com o carregamento externo, são as forças instabilizadoras do sistema. Ver Figura III-41 e Fotos III-13 a III-20.

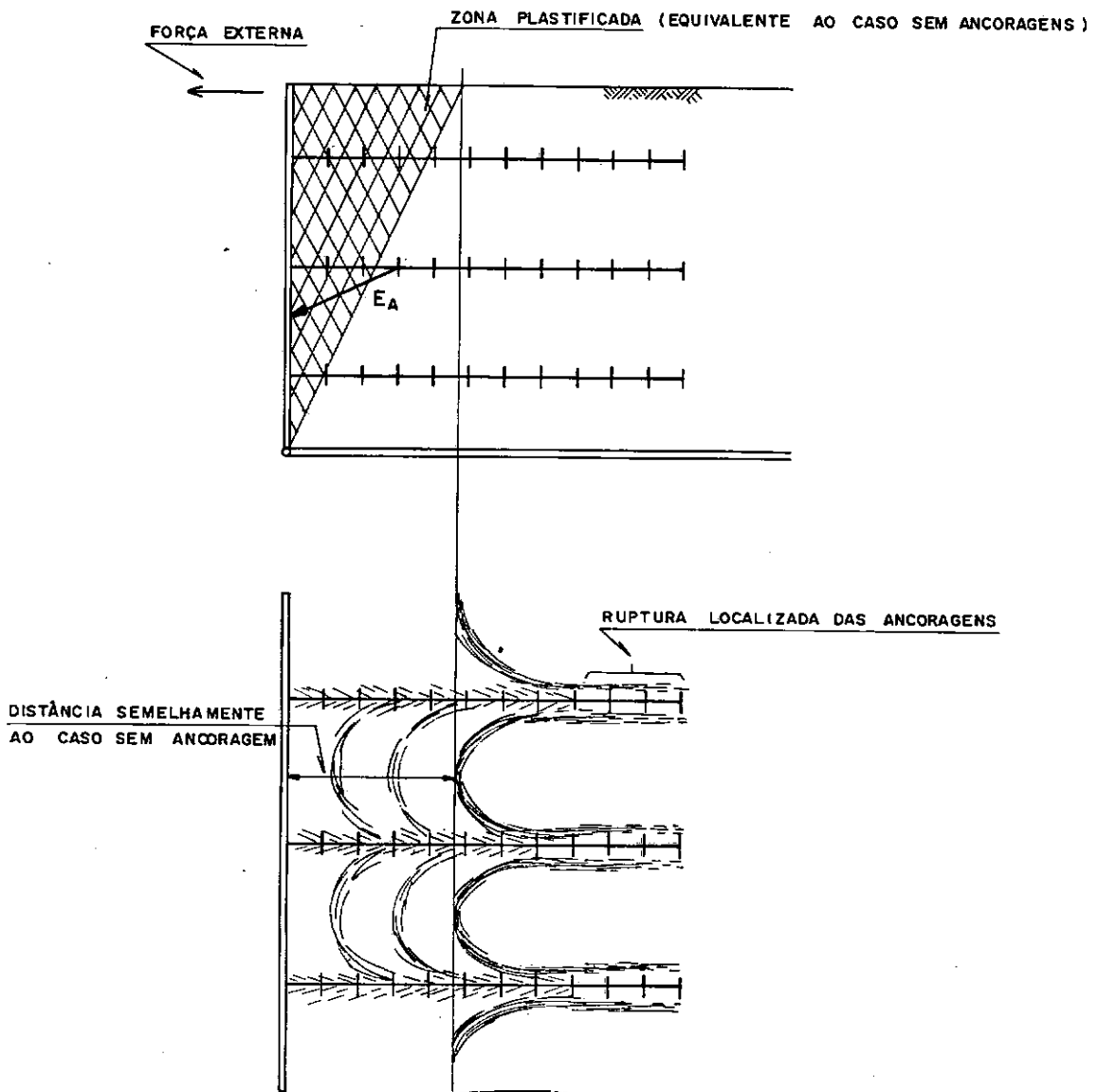


FIGURA III-41 - Zona Plastificada e Ruptura Localizada das Ancoragens.

#### III.4.2.2 - Efeito da Disposição das Ancoragens na Capacidade de Carga da Cortina - Disposição Horizontal/Disposição Vertical.

O gráfico da Figura III-42 compara o desempenho de duas diferentes disposições de ancoragens na cortina. As curvas 1 e 1' foram construídas a partir da variação do número de ancoragens na horizontal e as curvas 2 e 2' foram construídas a partir da variação do número de ancoragens na vertical.

Como se verifica existe uma clara queda de eficiência com o aumento do número de ancoragens do sistema. Os resultados assinalam também que, para o caso do modelo, isto é, rotação da cortina em torno da base, uma disposição horizontal das ancoragens na altura média da cortina manifesta-se mais eficiente que uma disposição vertical dessas mesmas ancoragens.

A seguir analisaremos os fatores que influenciam a eficiência de um sistema de ancoragens.

As variáveis que governam o comportamento de um sistema de ancoragens com placas são:

1. Forma de movimentação da cortina. No caso em questão, a rotação em torno do pé impossibilita a igual mobilização das ancoragens situadas a diferentes alturas. Figura III-43-a.
2. Profundidade de assentamento da ancoragem influencia diretamente a capacidade de carga da mesma (Vide Item III.3.3.1).

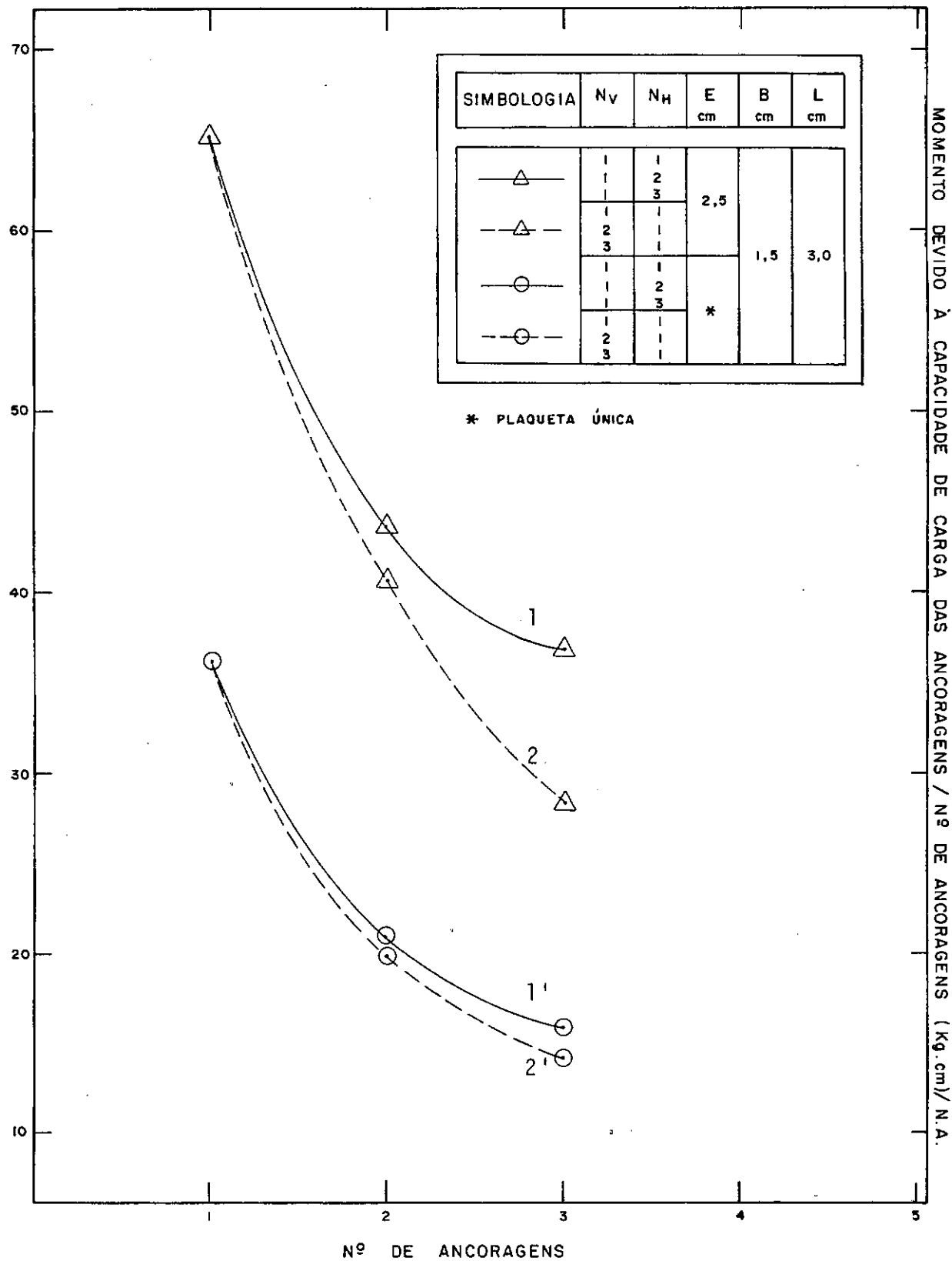
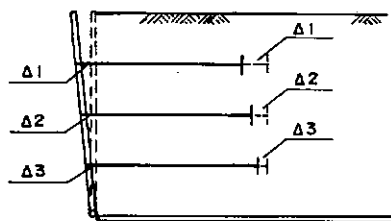
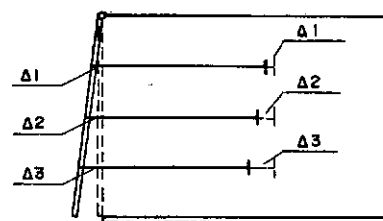


FIGURA III-42

COMPARAÇÃO DO DESEMPENHO DE DISPOSIÇÃO  
VERTICAL E HORIZONTAL DE TIRANTES EM UM SISTEMA  
ANCORADO

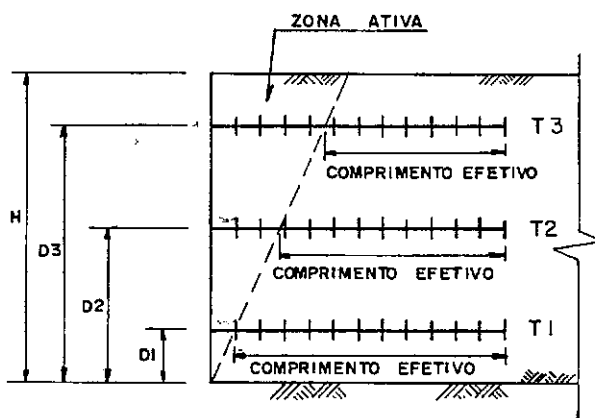


ROTAÇÃO EM TORNO DA BASE



ROTAÇÃO EM TORNO DO TOPO

(a)



(b)

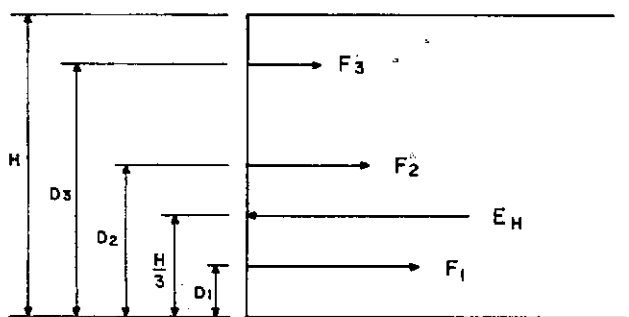


DIAGRAMA DE CORPO LIVRE

(c)

FIGURA III-43

FATORES INTERVENIENTES NUM  
SISTEMA DE ANCORAGENS

3. Comprimento efetivo do trecho ancorado (no caso de ancoragens com placas múltiplas), isto é, o comprimento fora da zona ativa. A zona ativa por sua vez é função da forma de movimentação da cortina. Figura III-43-b.
4. O braço de alavanca da ancoragem relativamente ao centro de rotação da parede. Figura III-43-c.
5. A proximidade relativa das ancoragens que influencia a sua capacidade de carga. Essa afirmação é exemplificada na Figura III-42. Com o aumento do número de ancoragens e conseqüentemente maior proximidade entre elas, cai a eficiência do sistema.

Na Tabela III-9 apresenta-se uma análise comparativa entre os resultados experimentais apresentados na Figura III-42 com os calculados utilizando-se os resultados dos ensaios de arrancamento das ancoragens isoladas apresentadas no item III.3. No Apêndice nº 1 apresenta-se a memória dos cálculos efetuados.

A análise da Tabela III-9 permite as seguintes conclusões:

- 1º) No caso do sistema de uma só ancoragem com uma só plaqueta o resultado experimental e de cálculo foram praticamente idênticos (6% de diferença para mais). No caso do sistema de uma só ancoragem com multiplacas a diferença foi de 11% para menos. A-



SISTEMAS ANCORADOS							$M_{CT_2}$ gr.cm (Calculado)	$M_{CT_1}$ $M_{CT_2}$ %	PERCENTUAL RELATIVO
ENSAIO	$N_V$	$N_H$	E cm	B cm	L cm	$M_{CT_1}$ gr.cm			
8	01	01				65236	73800	88,4	100
26	01	02	2,5	1,5	30	86975	147600	58,9	66,6
27	01	03				110523	221400	49,9	56,4
10	01	01	Plaqueta Única	1,5	30	36250	34215	105,9	100
30	01	02				41683	68430	60,9	57,5
31	01	03				47119	102645	45,9	43,3
8	01	01				65236	73800	88,4	100
28	02	01	2,5	1,5	30	81541	130800	62,3	70,5
29	03	01				85163	154885	55,0	62,2
10	01	01	Plaqueta Única	1,5	30	36250	34215	105,9	100
32	02	01				39871	60830	65,5	61,9
33	03	01				41683	72225	57,7	54,5

TABELA III-9 - Análise Comparativa dos Resultados Experimentais em Modelo com os Cálculos Utilizando os Resultados de Arrancamento de Ancoragens Isoladas.

credita-se que esta diferença tenha origem na menor carga de ponta desta última ancoragem pela proximidade da cunha ativa.

- 29) Os resultados assinalam que é desigual o processo de interferência entre ancoragens nos sistemas em que aquelas possuem plaqueta única e nos sistemas em que possuem plaquetas múltiplas. É também desigual o processo de interferência entre ancoragens dispostas na vertical e na horizontal.

#### III.4.2.3 - Influência da Variação do Número de Ancoragens na Horizontal e na Vertical Simultaneamente.

O gráfico da Figura III-44 exhibe o desempenho de diferentes configurações de ancoragens em função do espaçamento entre ancoragens, ou seja, em função do número de ancoragens com que trabalha a cortina.

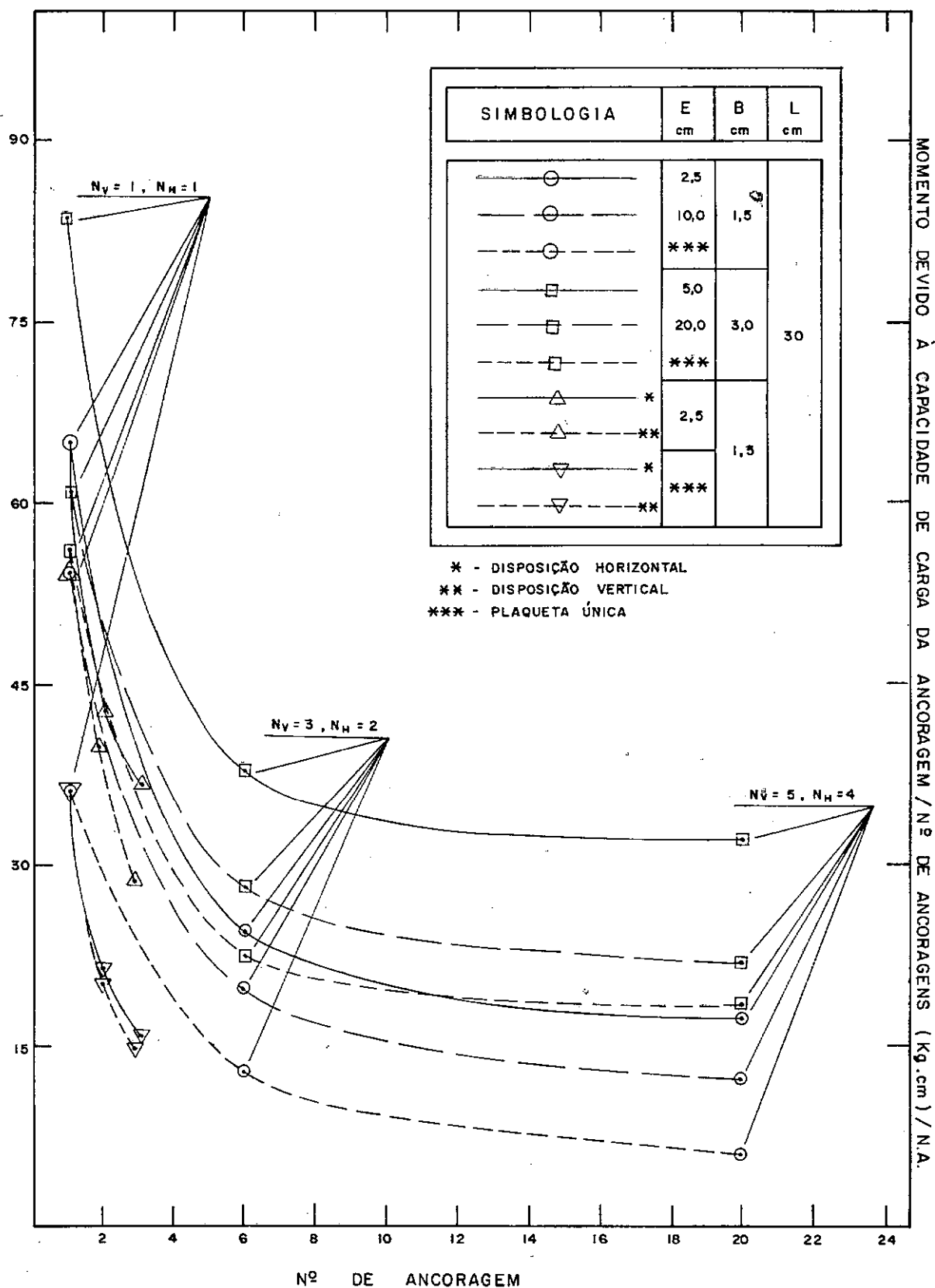
As seguintes tendências manifestam-se claramente:

1. Há uma semelhança de comportamento das curvas independentemente das configurações de ancoragem que representam.
2. A intensidade do efeito de grupo parece independender da configuração de ancoragem estudada. Há uma perda de eficiência do sistema quando aumenta o número de ancoragens.

3. Em termos absolutos, a capacidade de carga diminui com o aumento do espaçamento entre plaquetas e com a diminuição da área das plaquetas, independente - mente do número de ancoragens na cortina.

O gráfico e o descrito no item anterior indicam que o comportamento aqui observado não difere substancialmente dos efeitos da variação do número de ancoragens somente na vertical ou somente na horizontal. As curvas de desempenho aqui estudadas são o resultado da composição das curvas de desempenho quando da variação do número de ancoragens somente na vertical e somente na horizontal.

Observa-se, entretanto, que o efeito de grupo é mais acentuado quando a variação do número de ancoragens ocorre apenas em um sentido - vertical ou horizontal. Nesses casos, a perda de eficiência ocorre mais rapidamente devido à concentração de ancoragens em uma única direção.



#### III.4.2.4 - Observações Sobre a Influência do Comprimento das Ancoragens no Desempenho do Grupo.

A Figura III-45 mostra a variação da capacidade de carga em função do comprimento efetivo - comprimento fora da zona ativa - para três configurações distintas de ancoragens, quais sejam:

$E = 2,5 \text{ cm}$

$E = 10,0 \text{ cm}$

e ancoragem com uma só plaqueta.

As seguintes tendências manifestam-se claramente:

1. As ancoragens com espaçamento entre plaquetas igual a 2,5 cm apresentaram, em termos absolutos, uma tendência ao aumento da capacidade de carga com o aumento do comprimento efetivo.
2. As ancoragens com espaçamento entre plaquetas igual a 10,0 cm e as ancoragens com uma única plaqueta em sua extremidade apresentaram tendência à estabilização de sua capacidade de carga a partir de um determinado comprimento efetivo.

A observação da posição das plaquetas com relação à cunha de ruptura é de relevância na interpretação desses resultados.

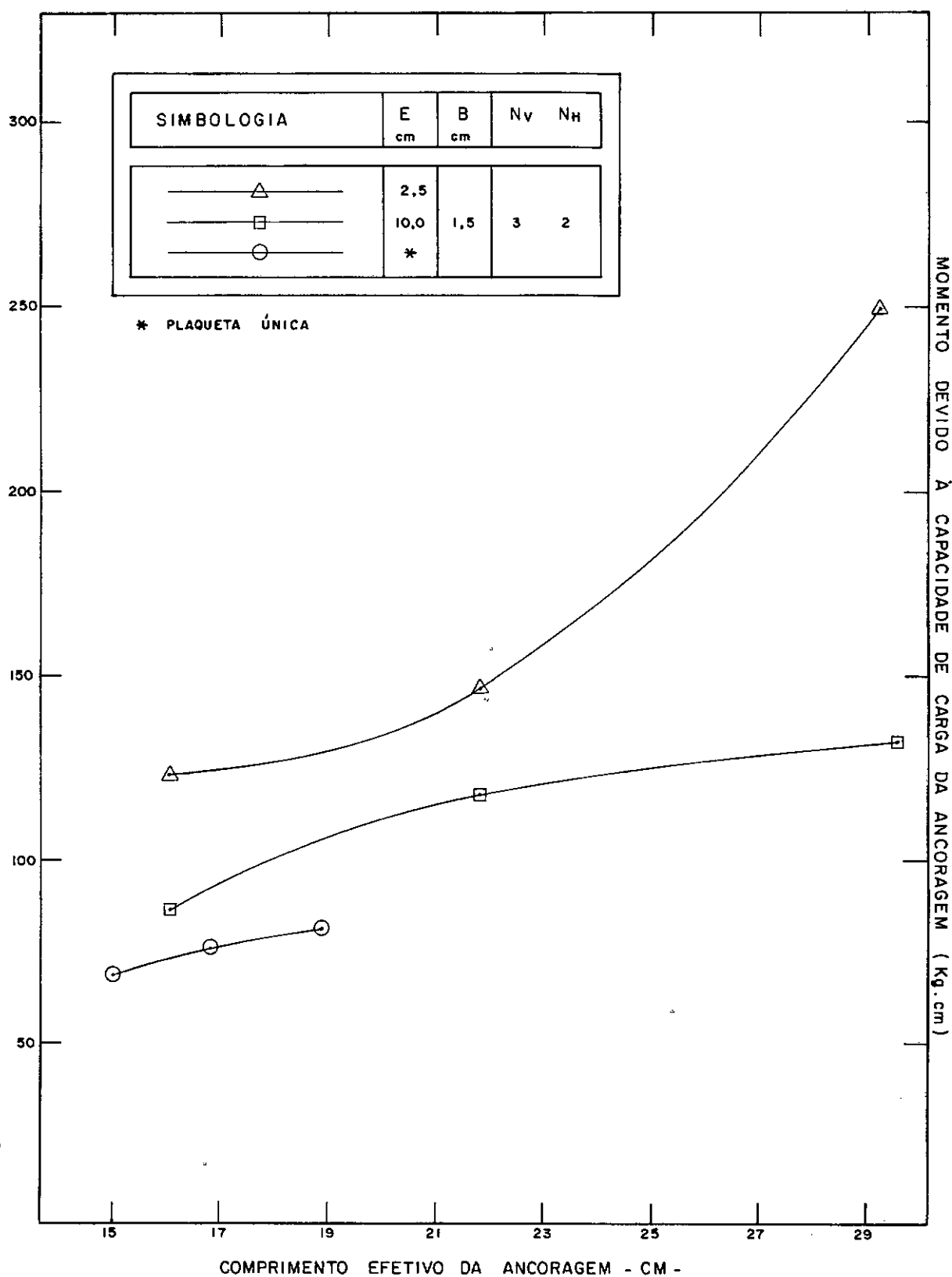


FIGURA III - 45

VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA  
EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO EFETIVO DA ANCORAGEM

A Figura III-46 mostra que o aumento do comprimento efetivo para ancoragens com plaquetas espaçadas de 2,5 cm implica em um aumento de plaquetas dentro da zona resistente ao passo que nas ancoragens com uma única plaqueta na extremidade fica óbvio a inexistência desse fato - Figura III-48. Essa é a principal razão da diferença de comportamento das curvas que representam essas duas configurações de ancoragens.

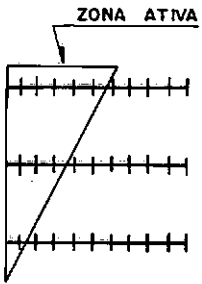
Poder-se-ia ainda dizer que a ascensão, se bem que pequena, observada na curva 3 - ancoragens com uma única plaqueta na extremidade - é o resultado do distanciamento entre a plaqueta e a cunha ativa. É de se esperar que a partir de certa distância cesse a interferência entre a cunha e a plaqueta, quando, a partir de então, o aumento do comprimento não mais irá alterar a capacidade de carga da ancoragem.

As ancoragens com espaçamento entre plaquetas da ordem de 10,0 centímetros apresentaram um comportamento intermediário entre os dois casos acima citados. Pode-se observar que para essa configuração o aumento do comprimento de 24cm para 38 cm resulta num aumento de 42% de plaquetas fora da zona ativa, ao passo que, quando se tem  $E = 2,5$  cm uma variação semelhante no comprimento da ancoragem resulta num aumento de 76% de plaquetas fora da zona ativa.

Deve-se ainda levar em consideração que as plaquetas próximas à cunha de ruptura têm sua capacidade de carga reduzida.

- Nº Plaquetas na Zona Resistente

- ENSAIO 19



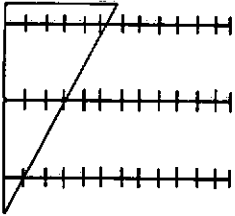
$$N.P. = 5$$

$$N.P. = 7$$

$$N.P. = 9$$

$$TOTAL = 21$$

- ENSAIO 04



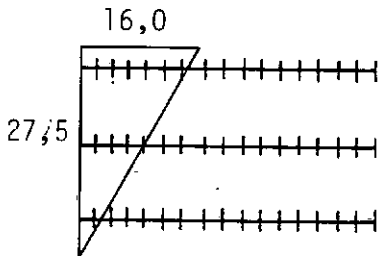
$$N.P. = 7$$

$$N.P. = 9$$

$$N.P. = 11$$

$$TOTAL = 27$$

- ENSAIO 22



$$N.P. = 10$$

$$N.P. = 12$$

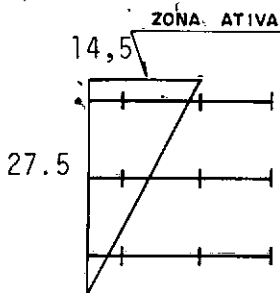
$$N.P. = 15$$

$$TOTAL = 37$$

FIGURA III-46 - Posicionamento das Ancoragens e Plaquetas ( $E = 2,5 \text{ cm}$ ) com relação à zona ativa.



## Nº Plaquetas na Zona Resistente

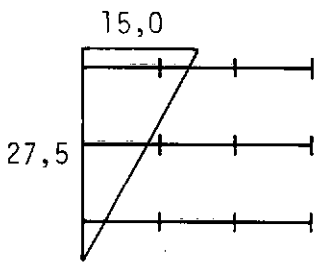
ENSAIO 20

N.P. = 2

N.P. = 2

N.P. = 3

TOTAL = 7

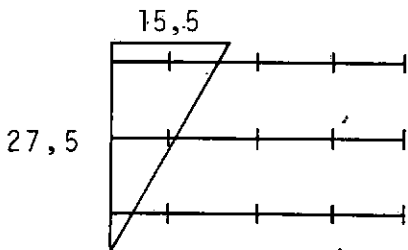
ENSAIO 05

N.P. = 2

N.P. = 3

N.P. = 3

TOTAL = 8

ENSAIO 23

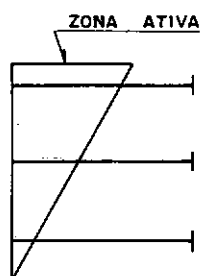
N.P. = 3

N.P. = 3

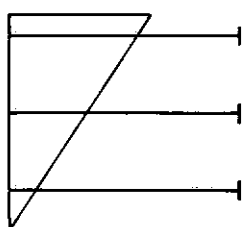
N.P. = 4

TOTAL = 10

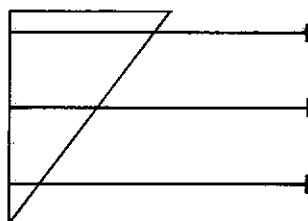
FIGURA III-47 - Posicionamento das ancoragens e plaquetas ( $E = 10,0$  cm) com relação à zona ativa.



-ENSAIO 21



-ENSAIO 06



-ENSAIO 24

FIGURA III-48 - Posicionamento das ancoragens e plaquetas (plaqueta única), com relação à zona ativa.

#### III.4.2.5 - Observações Sobre a Influência do Espaçamento Entre Plaquetas no Desempenho dos Grupos de Ancoragens Com Igual Comprimento.

O gráfico da Figura III-49 mostra o desempenho de grupos de ancoragens, de igual comprimento, em função do espaçamento entre plaquetas, espaçamento esse, representado pelo número de plaquetas fora da zona ativa.

As seguintes tendências manifestam-se claramente:

1. As curvas apresentam comportamento semelhante, independentemente da configuração do sistema de ancoragens, ou seja, do espaçamento entre ancoragens, da dimensão da plaqueta e do comprimento da ancoragem.
2. Na maioria dos casos há uma perda de eficiência, à medida que diminui o espaçamento entre plaquetas. Duas curvas não obedeceram à tendência geral: uma correspondente às ancoragens de maior comprimento (38,0 cm), a outra a uma configuração de grande densidade de ancoragens.

A perda de eficiência observada é o resultado da interferência entre plaquetas. Essa interferência aumenta de intensidade à medida que diminui a relação entre o espaçamento e o lado da plaqueta ( $E/B$ ) - Vide Item III.3.3.

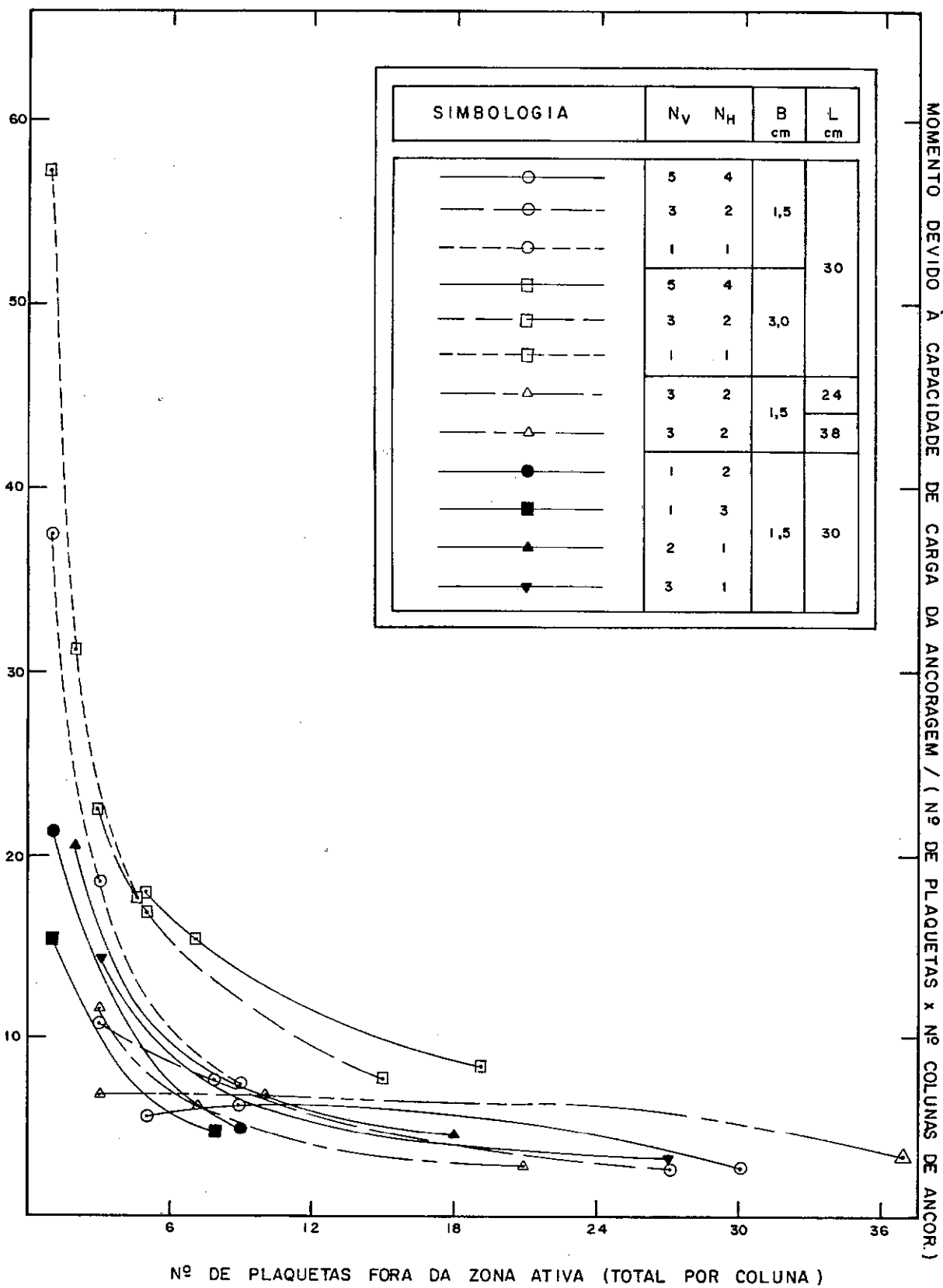


FIGURA III - 49

DESEMPENHO DE GRUPOS DE ANCORAGENS  
EM FUNÇÃO DO ESPAÇAMENTO ENTRE PLAQUETAS

### III.5. - Solo Reforçado

#### III.5.1. - Revisão bibliográfica

##### III.5.1.1. - Definição

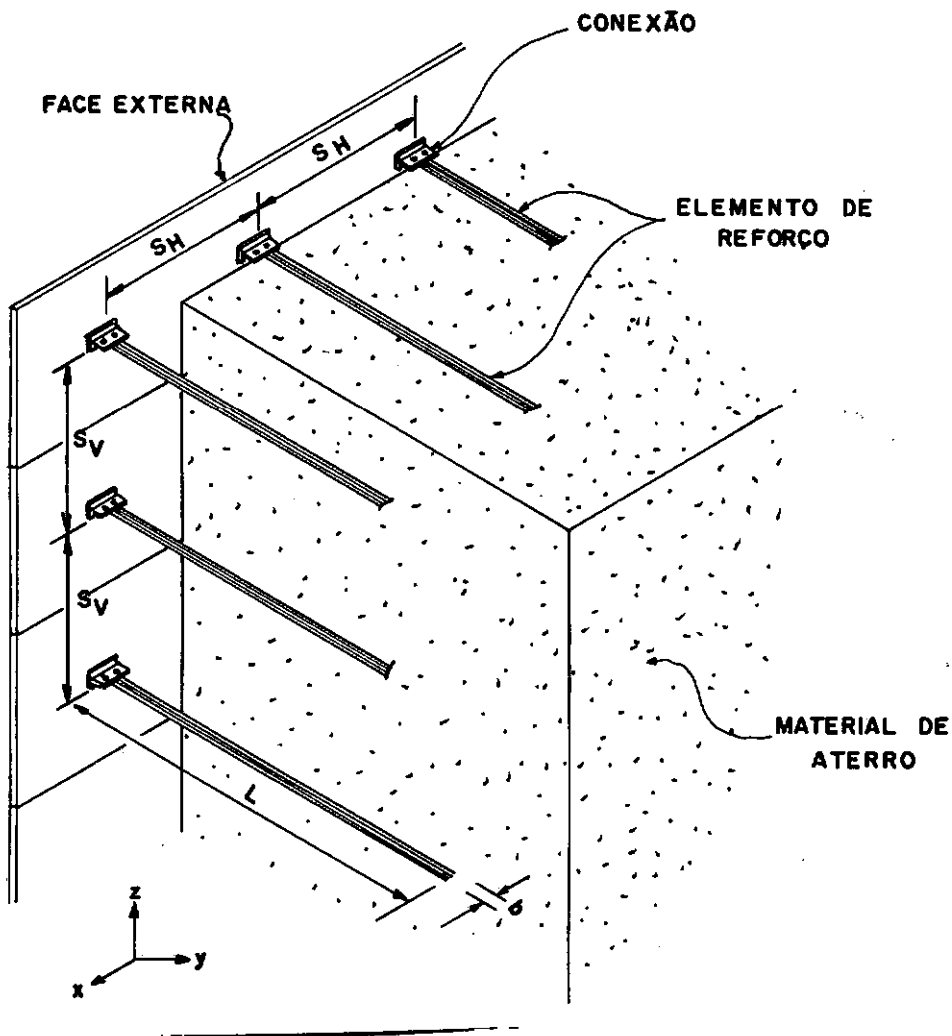


FIGURA III-50 - Desenho esquemático das partes componentes de uma estrutura em solo reforçado.

O solo reforçado também conhecido como terra armada é um material composto da associação de dois elementos: o solo e o reforço que resiste às tensões de tração induzidas na matriz. Nas estruturas convencionais de terra armada o reforço consiste de camadas horizontais de tiras de metal dentro da massa de solo, como mostram as figuras III- 50 e III- 51, embora a experiência ateste que uma infinidade de materiais nas mais diversas formas podem ser utilizados como elemento de reforço.

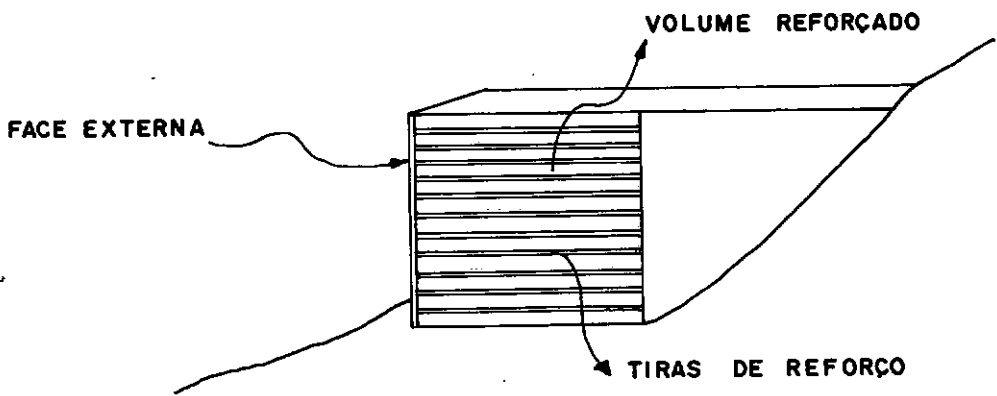


FIGURA III-51 - Seção transversal de uma estrutura de solo reforçado.

A figura III- 51 mostra uma seção típica de uma estrutura convencional de solo reforçado. Nela podem ser vistas:

1. O material de aterro (volume reforçado) que se estende desde a face até o fim das tiras de reforço. Como será discutido posteriormente, este material deve atender a certas especificações.
2. As tiras de reforço - presas somente à face, têm suas dimensões (comprimento, largura e espessura) depen -

dentes da carga externa e da altura da estrutura. Na maioria das vezes as tiras são de aço galvanizado; porém em algumas estruturas - ambiente marinho - são utilizadas ligas de alumínio ou magnésio ou ainda aço inoxidável.

3. Para os elementos da face tem-se usado-aço galvanizado com seção transversal elíptica ou mais frequente - mente placas de concreto pré-moldado.

#### III.5.1.2. - Descrição do princípio de funcionamento

O mecanismo de funcionamento idealizado por VIDAL (1978) se encontra esquematizado na figura III- 52 . Se a força de contacto resultante, entre um grão e a tira de reforço (figura III-52-a) faz um ângulo  $\delta$  com a normal menor que o ângulo de atrito grão-tira tudo se passa como se o grão estivesse amarra

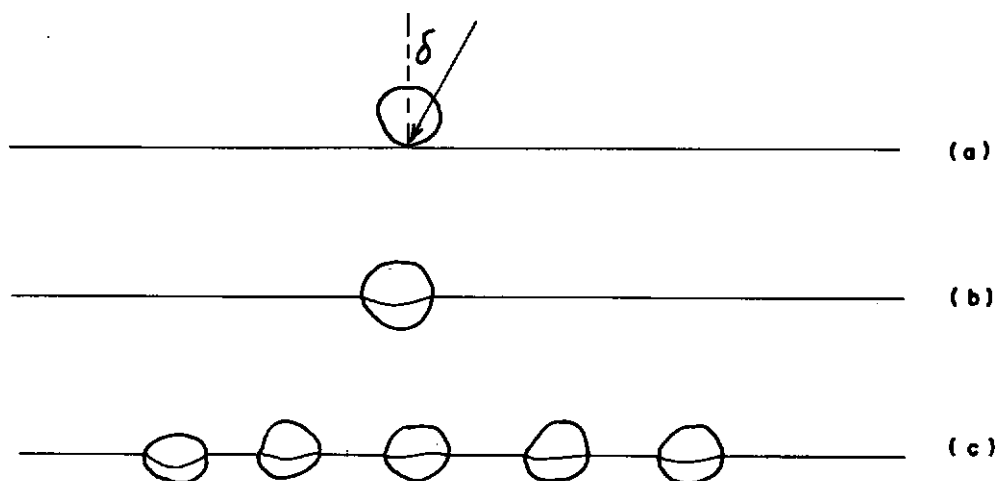


FIGURA III-52 - Mecanismo de interação solo-tira  
VIDAL (1978).

do a tira (figura III-52-b). Na massa de solo considera-se en tão que os grãos ao longo da tira se encontram todos "amarra- dos" uns aos outros (figura III-52-c). Essa é a razão pela qual o atrito é fundamental na terra armada.

Ensaaios triaxiais vem de certa forma confirmar o modelo proposto por VIDAL (1978). A figura III- 53 ilustra conclusões obtidas com esses ensaios: - Cargas axiais numa amostra de material granular num estado denso resulta em expansão lateral. Entretanto, se a amostra for reforçada por elementos horizon- tais inextensíveis (ex.: rodela de folha de papel aluminado), o atrito entre o elemento de reforço e o solo impedirá deforma- ções laterais e a amostra se comportará como se uma força late- ral confinante lhe tivesse sido imposta, resultando em um esta- do de repouso - estado  $K_0$  - no interior do solo. Consequente - mente o círculo de Mohr tenderá a permanecer distante da linha de ruptura.

Atrito sem escorregamento entre a tira e o solo só é possível se o solo possui determinadas características mínimas de granulometria. Por essa razão o material de aterro, confor- me especificações da Reinforced Earth Company - USA, deve pos- suir um ângulo de atrito mínimo de  $25^0$  e não mais que 15% pas- sando na peneira 200.

Desde que não haja escorregamento reforço-solo, as for- ças de tração são absorvidas pelo reforço e as deformações se- rão consequentemente controladas por esse material mais rijo . Dimensionando-se adequadamente o espaçamento (horizontal e ver- tical) entre os elementos de reforço e o comprimento do refor- ço, o volume reforçado será internamente estável entre camadas



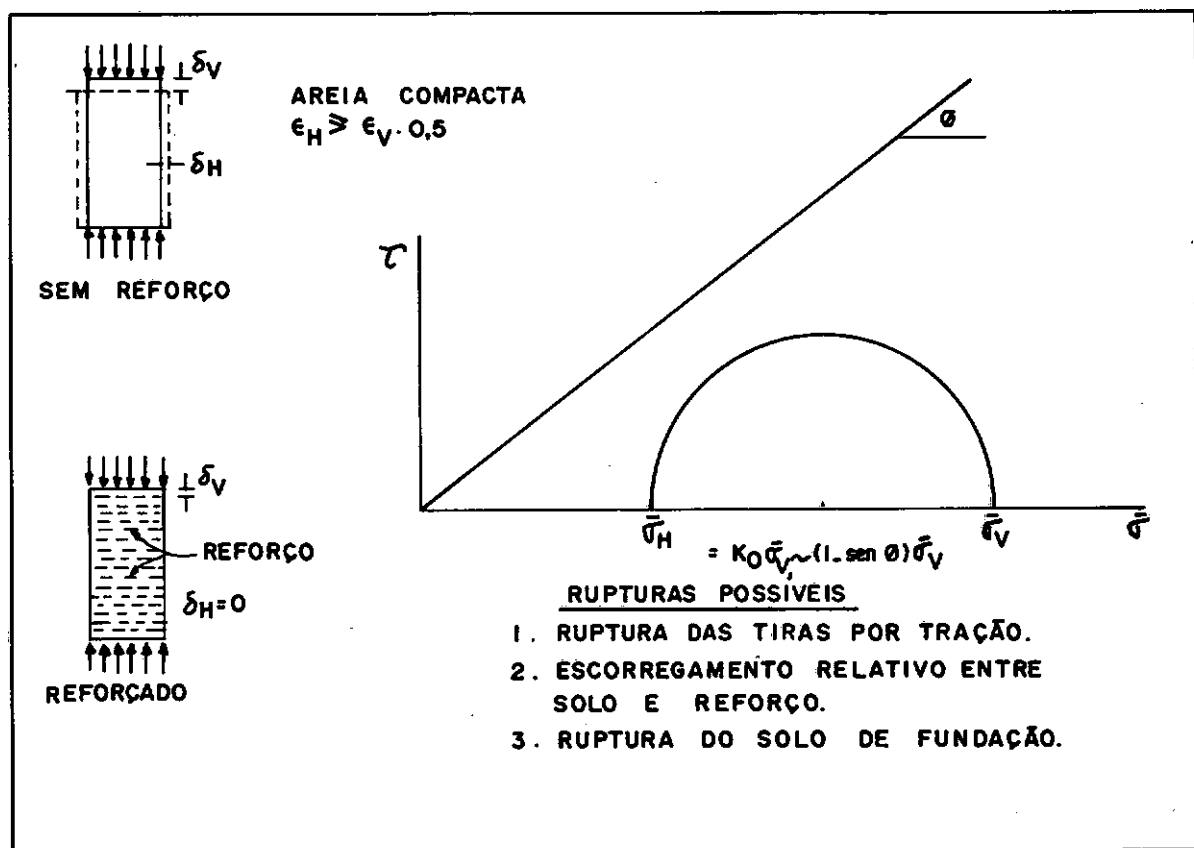


FIGURA III-53 - Ensaio triaxiais em amostras reforçadas.

de reforço e a única outra condição a ser satisfeita é a condição de contorno no final das tiras - face. Neste local o problema se resume em reter o material entre duas camadas de forma a impedir o seu fluxo para fora do volume reforçado. Na prática isso é feito com as placas metálicas ou pré-moldadas em concreto. O revestimento externo somente impede a perda dos grãos localizados perto do exterior, entre duas camadas de reforço, é um problema muito local. Ele não tem grandes funções estruturais.

É interessante observar que a relação entre volume de reforço e volume de solo na terra armada convencional é da or-

dem de 1/2000. O valor dessa relação é fator importante na garantia da viabilidade econômica de uma tal estrutura.

### III.5.1.3. - Metodologia de cálculo para a terra armada convencional.

Os problemas de estabilidade de estruturas em terra armada envolvem basicamente dois aspectos:

1. Estabilidade externa: Durante a ruptura o volume reforçado não se deforma; ele permanece intacto. A ruptura geralmente ocorre na forma de um escorregamento do terreno de fundação envolvendo toda a estrutura (figura III-54), por problemas de capacidade de carga do solo de fundação da terra armada ou alguma outra causa externa ao volume reforçado. A análise desse tipo de estabilidade se dá de forma análoga às outras estruturas de contenção, tais como os muros de gravidade.

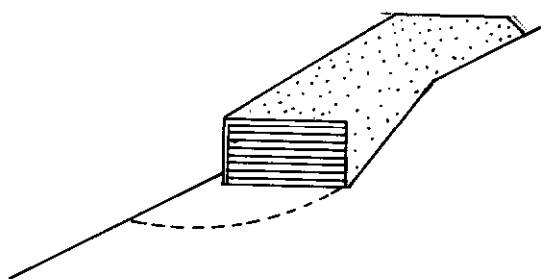


FIGURA III-54 - Problema típico de estabilidade externa de um volume reforçado.

2. Estabilidade interna: A ruptura provoca uma desorganização do volume reforçado como consequência do escorregamento das tiras de reforço para fora da matriz de solo ou por uma ruptura progressiva dessas tiras. Conclui-se portanto que a estabilidade interna de um volume reforçado convencional implica em se garantir duas condições:

a) Evitar a ruptura das tiras de reforço. Isto é :

$$R_T \cdot t \cdot b > M_{AX} (T_{MAX})$$

sendo  $R_T$  a resistência da tira de reforço,  $b$  a sua largura e  $t$  a sua espessura.  $T_{MAX}$  é a máxima força de tração que se desenvolve na tira.

b) Evitar o escorregamento da tira para fora da matriz de solo:

$$F > T_{MAX}$$

$$F = \int_0^L e^{-2bf} \sigma_v(L) dL$$

sendo  $F$  a força devido ao atrito solo-tira.  $E$  a força que resiste ao arrancamento do reforço.  $L$  é o comprimento da tira e  $L_e$  é o seu comprimento efetivo (comprimento situado fora da zona de ruptura ativa).  $f$  é o coeficiente de atrito solo-tira e  $\sigma_v$  é a pressão normal que o solo mais a sobrecarga exercem na tira.

A figura III-55 apresenta esquema ilustrando a forma como se desenvolvem as tensões cisalhantes na interface tira-solo e as tensões de tração na tira.

Os projetos convencionais de maciços de solo reforçado fazem uso das teorias clássicas de empuxo de terra para estimar as tensões horizontais que deverão ser resistidas pelas

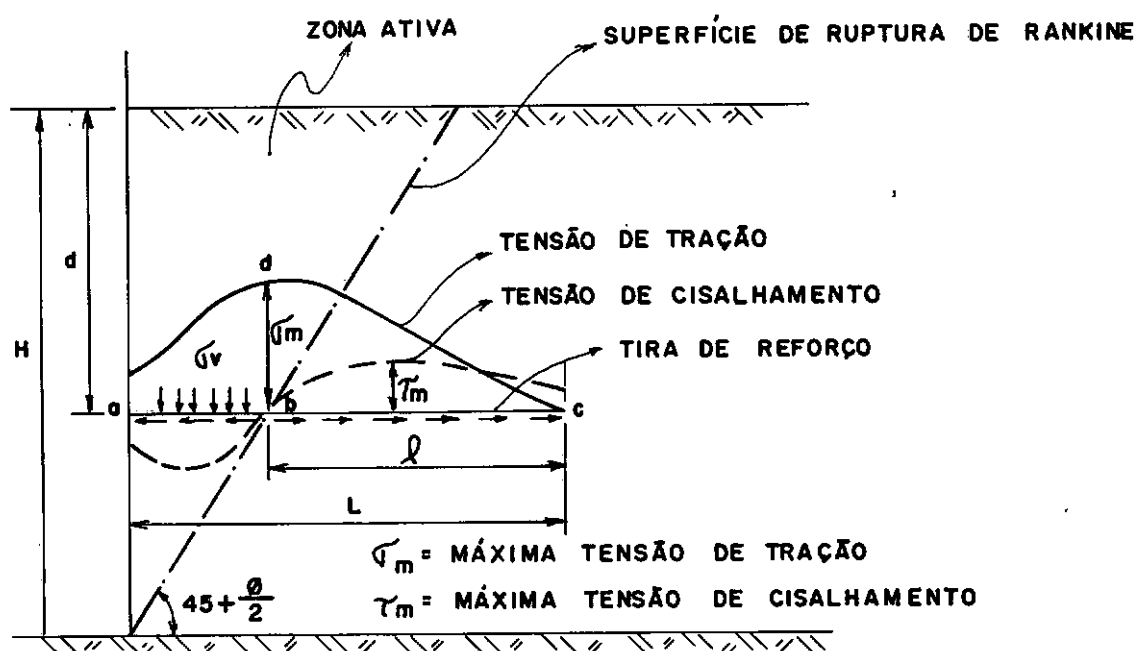


FIGURA III-55 - Desenvolvimento das tensões cisalhantes e das tensões de tração ao longo de uma tira de reforço.

tiras de reforço. O plano potencial de ruptura coincide com a posição em que as forças de tração são máximas nas tiras. Para uma estrutura sem sobrecargas - figura III-56 - tem-se:

$$\sigma_H = K_a \gamma H$$

$$T_{MAX} = K_a \gamma d S_V S_H$$

$$\Sigma T_{MAX} = 1/2 K_a \gamma H^2$$

$$MAX (T_{MAX}) = K_a \gamma H S_V S_H$$

sendo  $S_V$  e  $S_H$  os respectivos espaçamentos verticais e horizontais entre tiras.

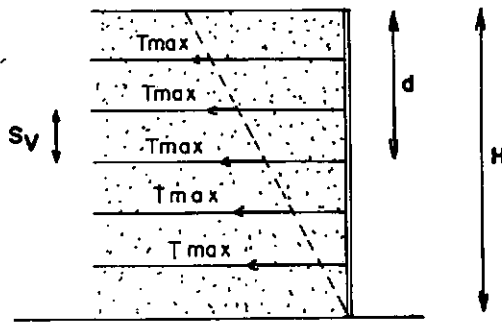


FIGURA III-56 - Teoria de COULOMB para a estimativa da tensão de tração nas tiras de reforço.

#### III.5.1.4. - Configurações de reforço menos convencionais

- a) Reforço com fios ou tiras em forma de malha permite uma maior mobilização do atrito com o solo. Esse incremento na mobilização do atrito é maior que o aumento do volume de aço usado (com relação à tira convencional). O processo se mostra viável e econômico, além de permitir a utilização de material de aterro de pior qualidade. Ver figura III- 57 . Esse tipo de reforço já foi ensaiado com grande sucesso e obras já foram realizadas tendo inclusive sido construído um aterro experimental na Califórnia, EUA. Ver foto III- 21 . Não existe nenhuma metodologia de cálculo apresentada e nem sequer observações práticas ou teóricas com relação aos mecanismos de ruptura ou à interação solo-reforço. Existem, entretanto, dados obti-



FIOS OU TIRAS DE AÇO

FIGURA III-57 - Fios ou tiras em forma de malha.

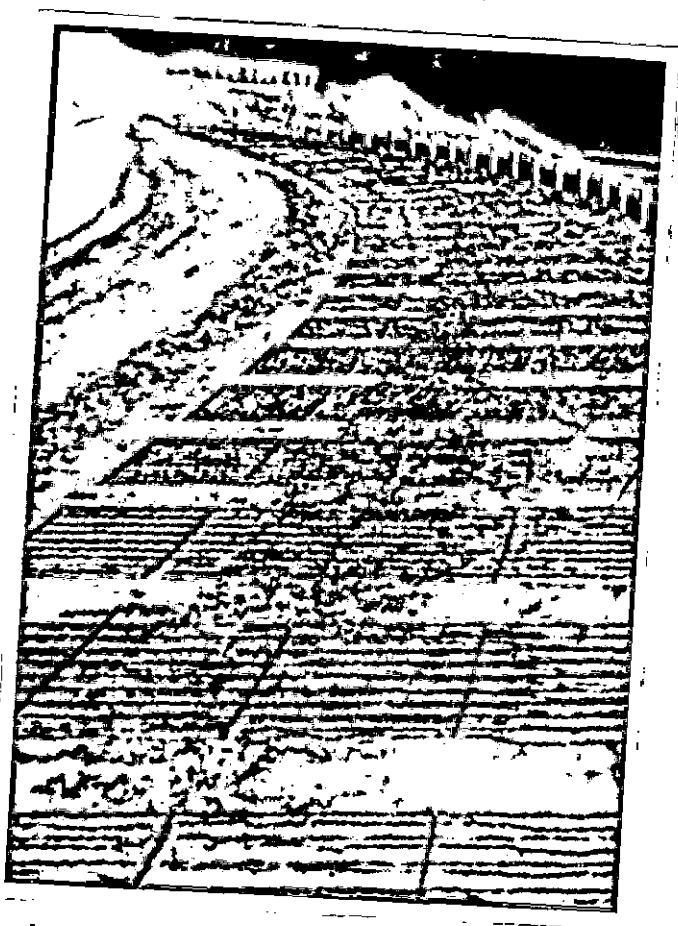


FOTO III-21 - Aterro experimental. Califórnia, EUA.

dos através de ensaios de arrancamento - FORSYTH (1978) - que mostram ser a resistência ao arrancamento dessas malhas aproximadamente sete vezes maior que a de tiras longitudinais simples para aproximadamente a mesma área de contacto solo-reforço.

- b) A utilização de geotexteis como elemento de reforço tem se difundido grandemente. A construção do volume reforçado se dá por etapas: após cada camada de solo ser espalhada, o geotextil é dobrado de forma a envolvê-la. Figura III- 58 . É dispensada a parede externa.

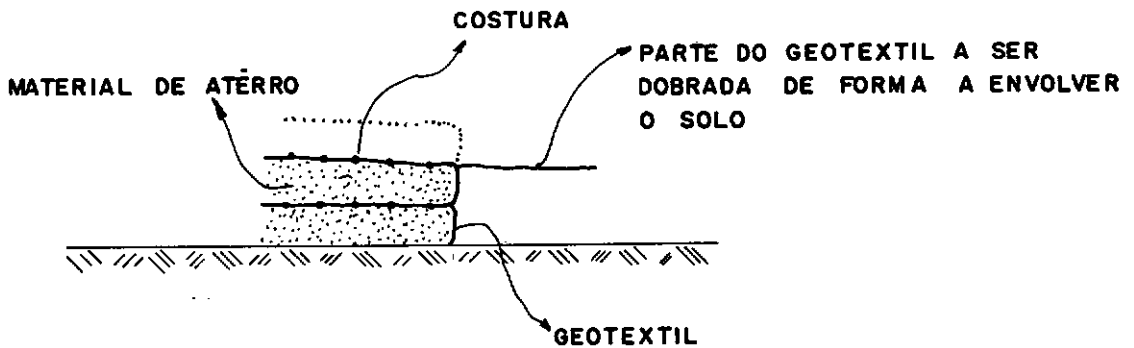


FIGURA III-58 - Geotextil como material de reforço de solo.

- c) Como demonstração da fascinante gama de arranjos possíveis e da diversidade de materiais a serem utilizados para a construção de estruturas em solo reforçado citar-se-á um trabalho feito pelo Laboratório de Transportes da Califórnia - FOSYTH (1978) - para solucionar o problema causado pelos milhares de pneus usados que normalmente são queimados ou depositados em aterros sanitários. O fato de serem não biodegradáveis e possuírem alta resistência à tração sugeriu a possibilidade de utilizá-los como reforço em estruturas de terra armada. Foi então construído um aterro experimental, para a correção de um escorregamento de talude, com uma inclinação de  $1/2 \div 1$  em lugar dos tradicionais  $1 \ 1/2$  ou  $2 \div 1$ . Uma seção trans

versal típica se mostra na figura III-59 . A forma como os pneus foram cortados, amarrados entre si e posicionados se apresenta na foto III-22 . Grama foi plantada ao longo do talude de forma a evitar a erosão. A ineficiência do sistema de drenagem causou a danificação de aproximadamente 5% do volume do aterro após um forte período de chuvas ocorrido um ano depois do término de sua construção. A forma da ruptura ocorrida se apresenta na figura III-60 .

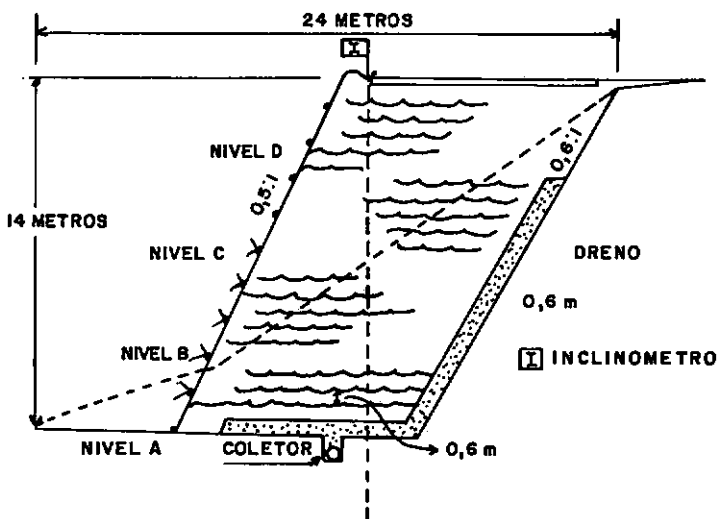


FIGURA III-59 - Seção transversal típica mostrando os reforços de pneu e o esquema da instrumentação.



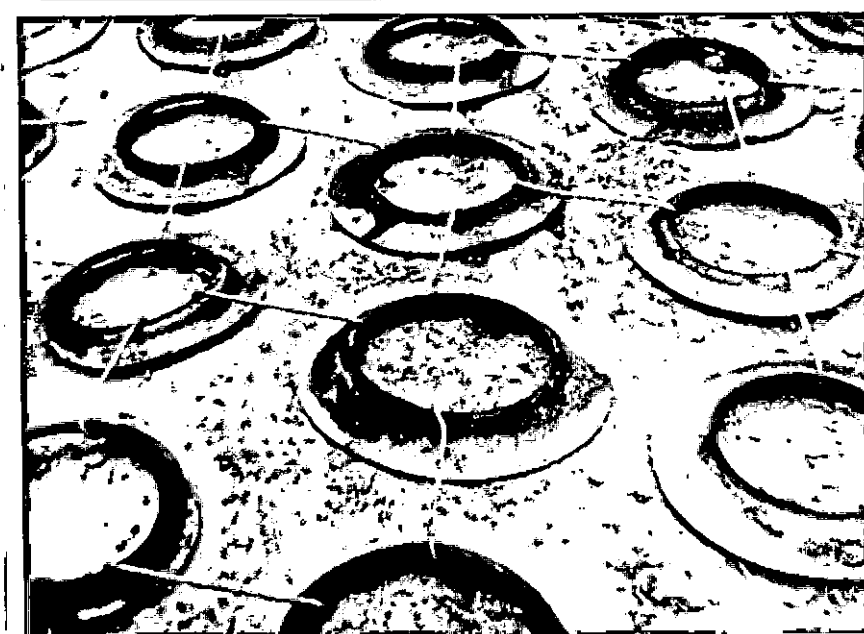


FOTO III-22 - Os pneus amarrados entre si funcionando como elemento de reforço.

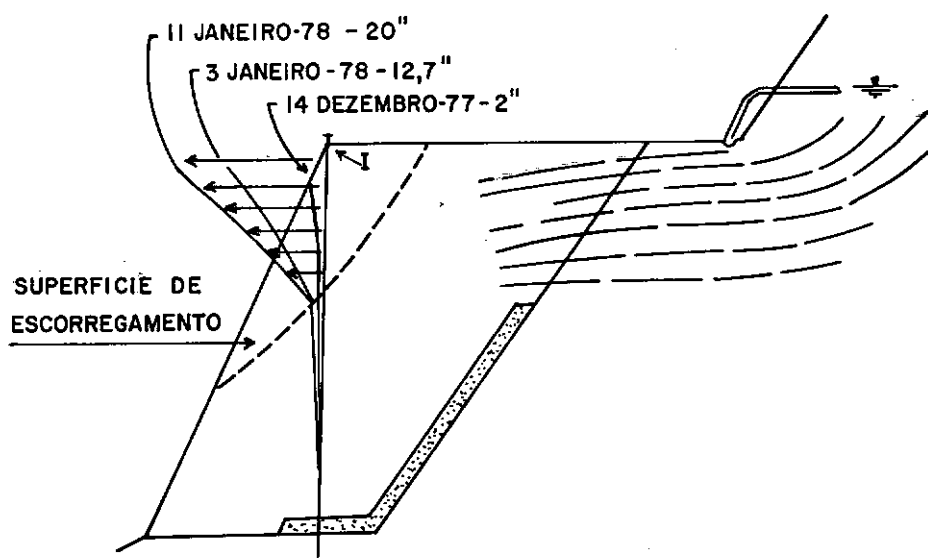


FIGURA III-60 - Seção transversal mostrando dados do inclinômetro e a superfície de escorregamento ocorrido no volume reforçado.

## III.5.2. - Testes em modelo reduzido

Foram feitos 8 ensaios conforme a tabela III-10.

EN- SAIO	B cm	E cm	L cm	S <sub>V</sub> cm	S <sub>H</sub> cm	N <sub>V</sub> -	N <sub>H</sub> -	N.P. -	E/B	L/H	MOMENTO DE RUP- TURA kg:cm	DEFORMAÇÃO DE RUPTURA Grau-Min.-Seg.
01	1,5	2,5	30	5	10	5	4	13	1,67	1,0	29,1	01° 05' 38"
02	1,5	10,0	30	5	10	5	4	04	6,67	1,0	40,0	00° 53' 23"
03	1,5	2,5	30	10	20	3	2	13	1,67	1,0	54,5	00° 48' 47"
04	1,5	10,0	30	10	20	3	2	04	6,67	1,0	56,3	00° 46' 41"
05	3,0	5,0	30	5	10	5	4	07	1,67	1,0	14,6	01° 13' 28"
06	3,0	5,0	30	10	20	3	2	07	1,67	1,0	50,9	00° 47' 50"
07	1,5	2,5	25	5	10	5	4	11	1,67	0,83	23,7	01° 06' 35"
08	1,5	2,5	40	5	10	5	4	17	1,67	1,33	23,7	01° 03' 20"

TABELA III-10 : B = Lado da plaqueta

E = Espaçamento entre plaquetas

L = Comprimento do reforço

S<sub>V</sub>, S<sub>H</sub> = Espaçamento vertical e horizontal entre elementos de reforço.

N<sub>V</sub>, N<sub>H</sub> = Nº de elementos de reforço na vertical e horizontal respectivamente.

N.P. = Nº de plaquetas em cada elemento de reforço.

H = Altura da parede.

Os testes obedeceram à seguinte sistemática:

- Após o quarteamento e a pesagem a areia, seca ao ar, era depositado no modelo com uma altura de queda nula. A cada camada de 5cm a sua superfície era regularizada com o auxílio de uma régua conseguindo-se assim uma densidade relativa de 61,3%. Os elementos de reforço eram colocados na massa de solo, nas cotas pré-determinadas. Uma vez completada a montagem

do modelo os ensaios eram executados sob carregamento controlado. O tempo de carregamento ficou em torno de 6 minutos.

Os resultados dos ensaios apresentam-se na tabela III-10 e nos gráficos da figura III-61 . A figura III-62 mostra um esquema das superfícies de ruptura.

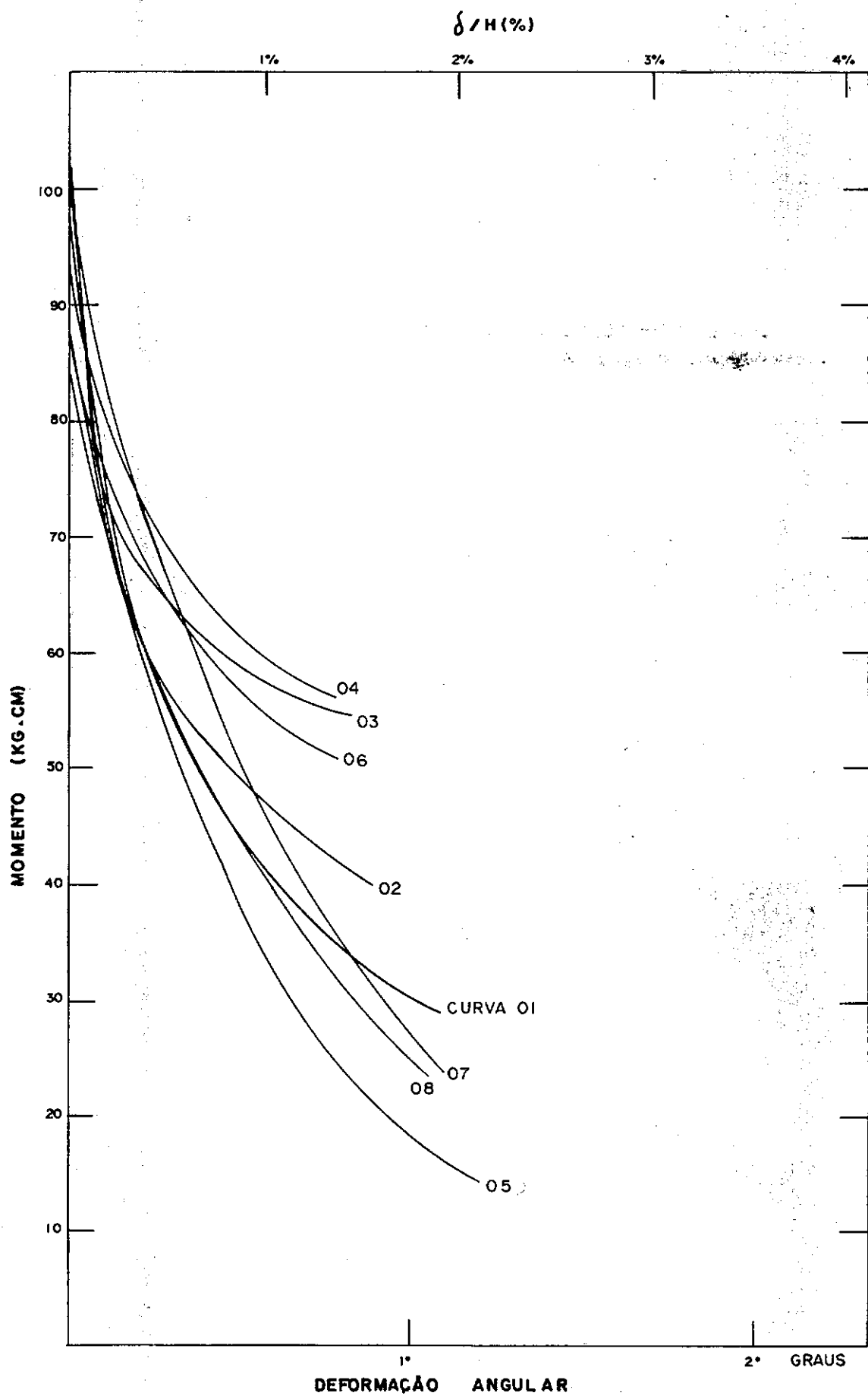
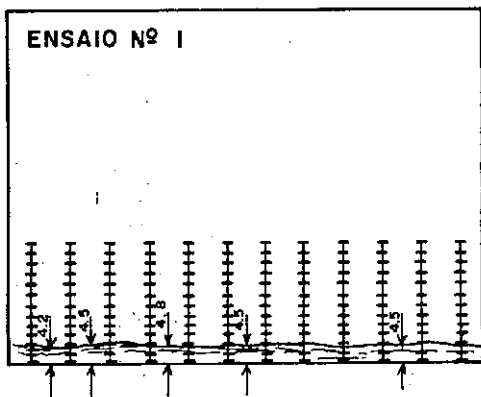


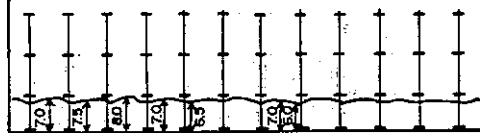
FIGURA III.61- SOLO REFORÇADO.  
RESULTADO DOS ENSAIOS.

ENSAIO Nº 1



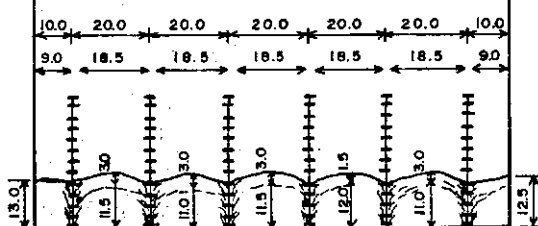
ENSAIO Nº 2

OBS.: TENDENCIA A UM ARCO NO SENTIDO INVERSO AO DA PAREDE ANCORADA.



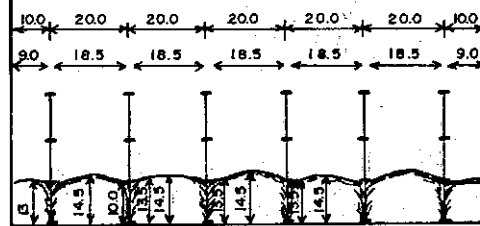
ENSAIO Nº 3

OBS.: TENDENCIA A UM ARCO NO SENTIDO INVERSO AO DA PAREDE ANCORADA.

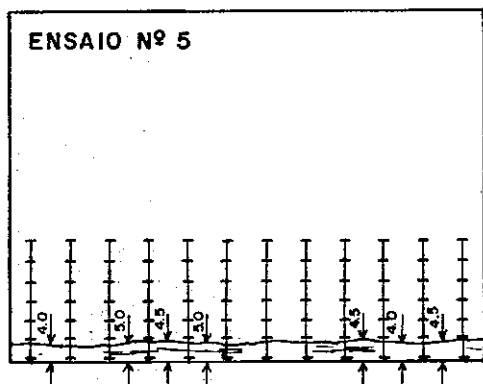


ENSAIO Nº 4

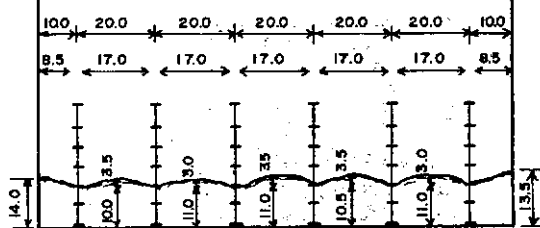
OBS.: TENDENCIA A UM ARCO NO SENTIDO INVERSO AO DA PAREDE ANCORADA.



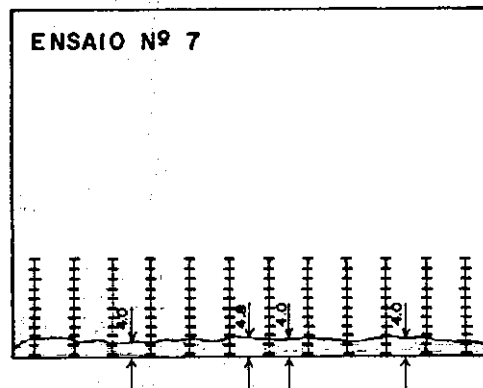
ENSAIO Nº 5



ENSAIO Nº 6



ENSAIO Nº 7



ENSAIO Nº 8

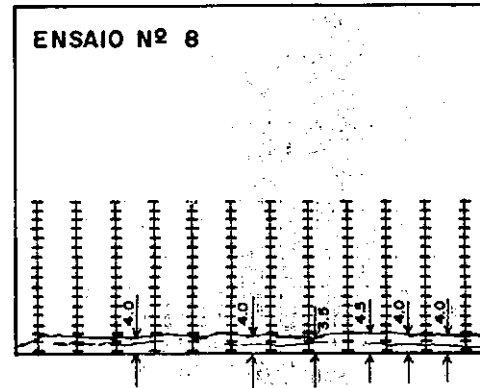


FIGURA III-62

SOLO REFORÇADO

PLANTA DO TERRENO MOSTRANDO AS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

OBS.: COTAS EM CENTIMETRO

### III.5.3. - Análise dos Resultados

#### III.5.3.1. - Observações sobre a influência do comprimento no desempenho do reforço.

A figura III-63 mostra a variação do valor do empuxo ativo sobre a cortina em função do comprimento do reforço. Exceto pelas dispersões inerentes aos resultados dos ensaios pode-se afirmar que para o intervalo de comprimento ensaiado não houve variação do valor do empuxo. Nas estruturas convencionais de terra armada o comprimento do reforço é, aproximadamente, 80% da altura da cortina ao passo que os comprimentos por nos ensaiados representam 83%, 100% e 133%.

#### III.5.3.2. - Observações sobre a influência do espaçamento entre plaquetas no desempenho do reforço.

A figura III-64 mostra que uma maior densidade de plaquetas implica, em termos absolutos, num melhor desempenho do reforço.

#### III.5.3.3. - Observações relativas ao espaçamento entre elementos de reforço e o seu desempenho.

A figura III-65 evidencia um menor valor do empuxo ativo com o aumento da densidade de elementos de reforço.

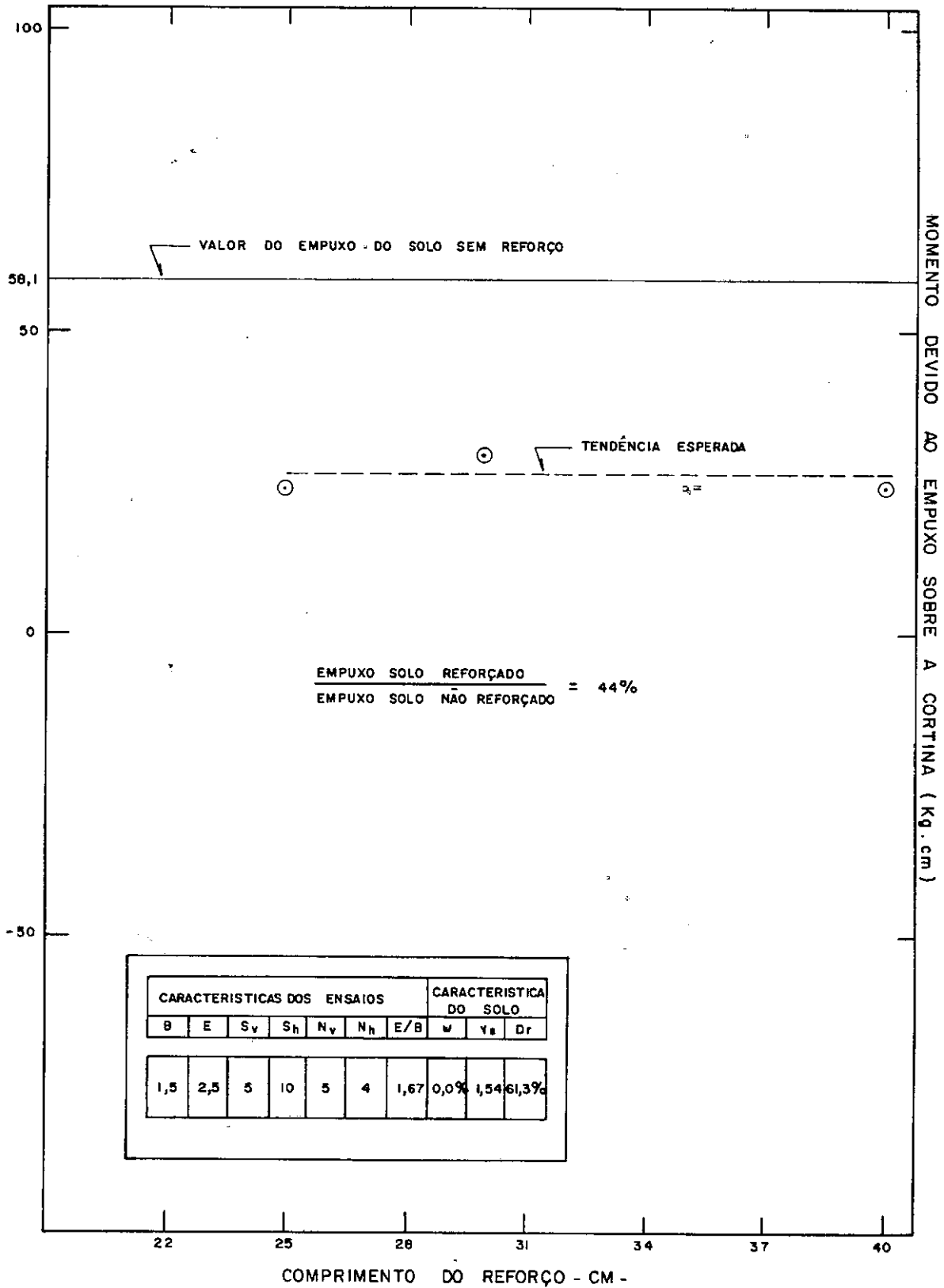


FIGURA III-63

VARIAÇÃO DO VALOR DO EMPUXO ATIVO  
EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO REFORÇO

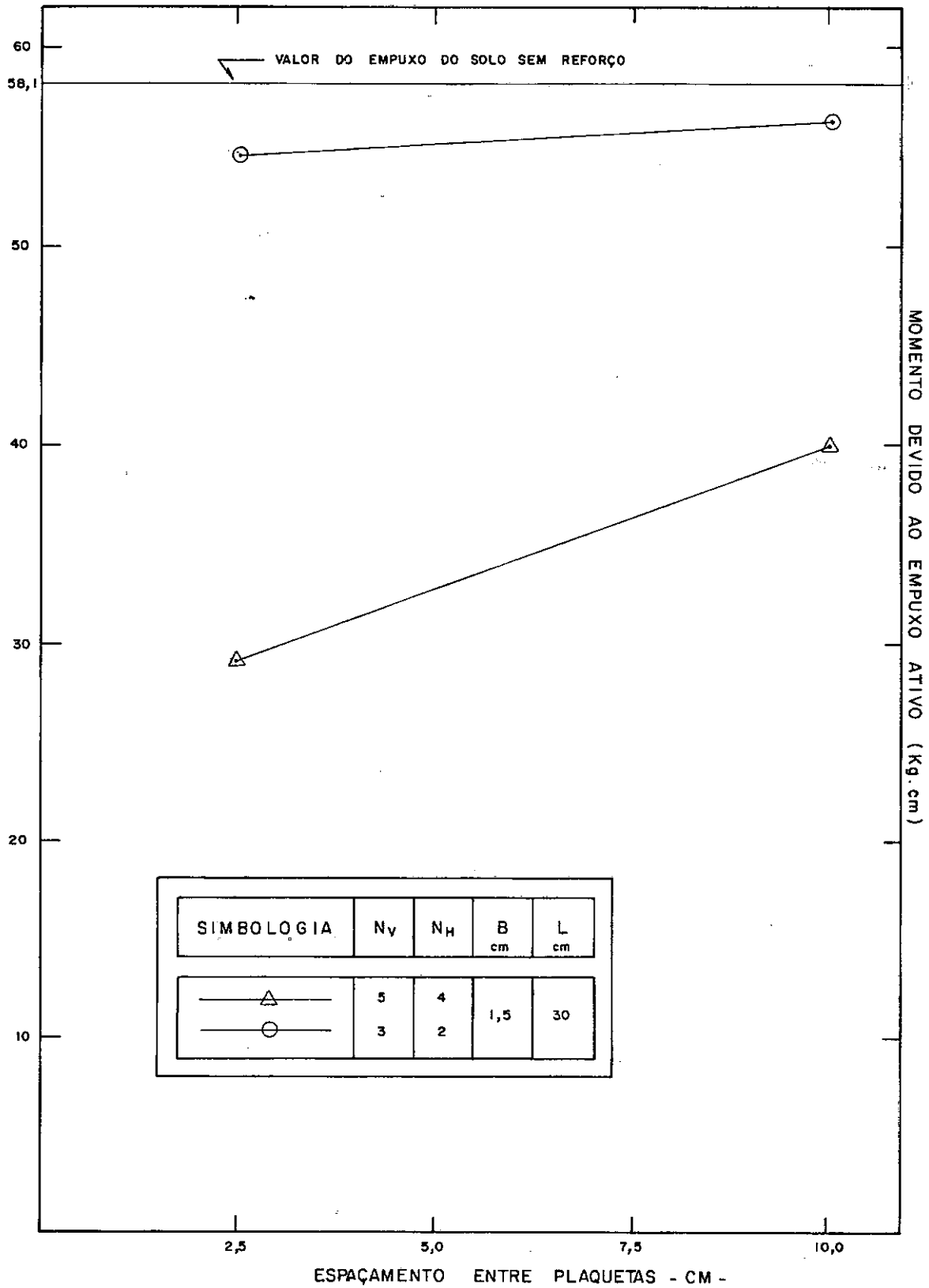


FIGURA III-64

INFLUÊNCIA DA DENSIDADE DE PLAQUETAS  
NO DESEMPENHO DO REFORÇO



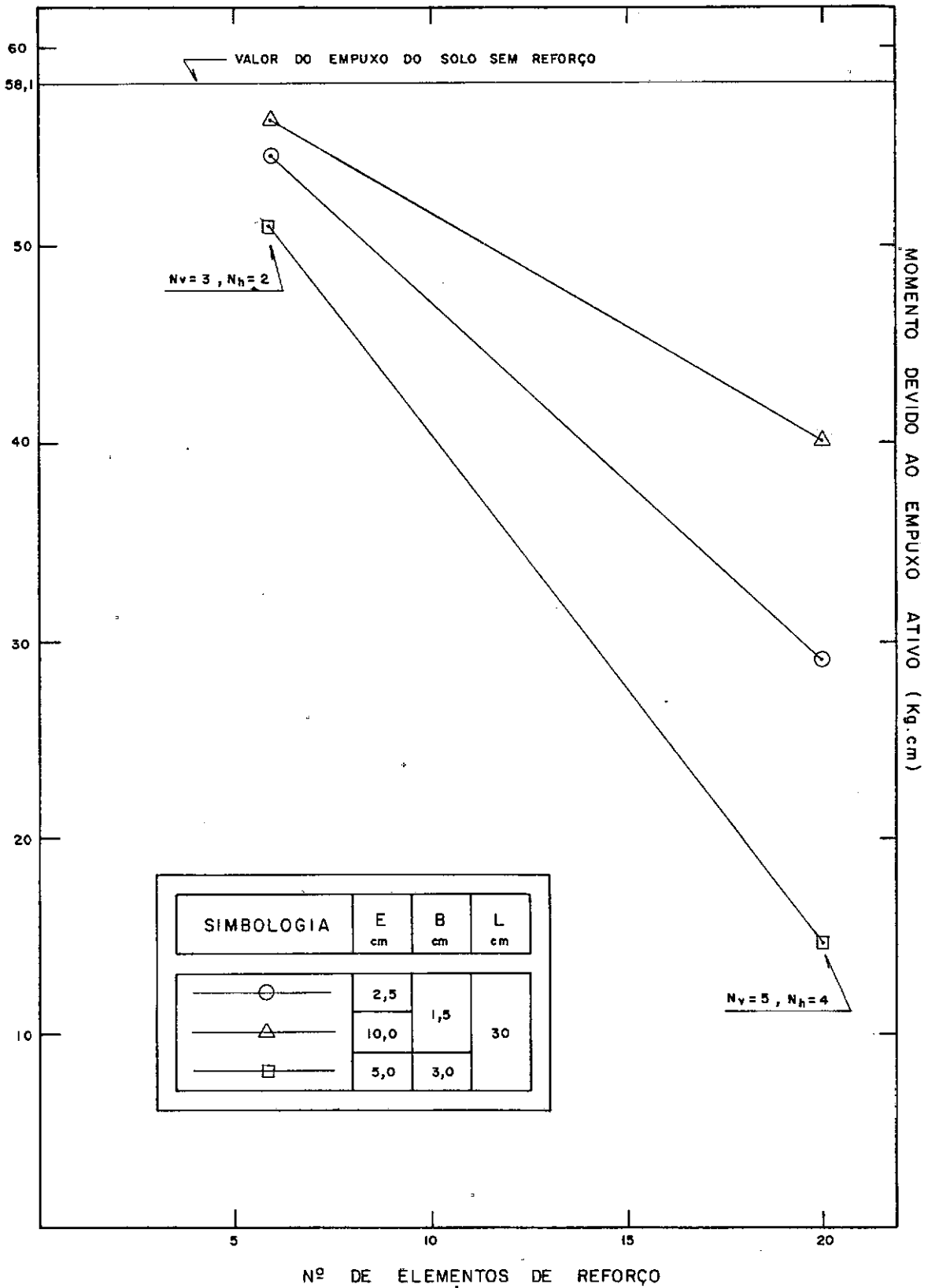


FIGURA III-65

INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE  
ELEMENTOS DE REFORÇO NO VALOR DO EMPUXO ATIVO

CAPÍTULO IV - SUMÁRIO DE CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS FINAIS E  
SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.

## CAPÍTULO IV - SUMÁRIO DE CONCLUSÕES, COMENTÁRIOS FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.

### IV.1 - Conclusões

#### IV.1.1 - Empuxo na Parede

No que diz respeito ao empuxo na parede, os ensaios nos conduziram às seguintes conclusões:

1. Para o caso de solo sem compactação, a equação de JAKY forneceu com boa aproximação os valores do coeficiente de empuxo no repouso, ao passo que para o solo compactado, de acordo com o conhecido, o valor de  $K_0$  foi bem mais alto.
2. Nos ensaios de ruptura ativa, a determinação do valor do ângulo de atrito do solo por retro-análise, mostrou ser ele maior quando o solo se apresenta compactado, resultado do efeito de "interlocking" acentuado pelas baixas tensões confinantes ( $D_r=61,3\%$ ,  $\phi = 35^\circ$ ;  $D_r = 83,3\%$ ,  $\phi = 43^\circ$ ).
3. A deformação necessária para se atingir a ruptura passiva é muito maior que a deformação necessária para se atingir a ruptura ativa.

#### IV.1.2 - Capacidade de Carga de Ancoragem Isolada

Os ensaios de arrancamento de ancoragem isolada nos conduziram às seguintes conclusões:

1. Para as profundidades em estudo ( $D/B = 3,3; 10,0$  e  $16,7$ ) a carga de arrancamento da ancoragem aumentou de forma praticamente linear com o aumento da profundidade de acordo com recomendação de TERZAGHI (1954) que considera tal comportamento a partir de  $D/B \geq 2$  (ruptura profunda), contrariando TSCHEBOTARIOFF (1973) que recomenda  $D/B > 6$ .
2. Há uma sensível perda de eficiência da ancoragem com o aumento do número de plaquetas igualmente pouco espaçadas. A causa principal deste efeito é a diluição da resistência de ponta, posto que ela independe do comprimento da ancoragem.
3. Os procedimentos adotados para o cálculo da capacidade de carga de ancoragens com placas múltiplas pouco espaçadas (espaçamento de 2,5 cm) e ancoragens com uma só placa forneceram resultados condizentes com os valores medidos. No primeiro caso, a discrepância se situou entre 0% e -37% e no segundo caso entre +2% e +13%. Entretanto, no caso das ancoragens formadas por plaquetas múltiplas com espaçamento maior (espaçamento igual a 10,0cm) a discrepância variou entre +48% e +52%.

#### IV.1.3 - Sistemas de Ancoragens

Os ensaios de ruptura da cortina nos conduziram às seguintes conclusões no que diz respeito ao comportamento do grupo de ancoragens:

1. Uma densidade muito grande de ancoragens obriga o volume ancorado a se comportar como um bloco sólido. Nessas circunstâncias o conjunto parede mais volume ancorado se assemelha a um muro de gravidade.
2. A disposição das ancoragens, se na horizontal ou vertical, influencia na eficiência do sistema. No caso em estudo, em que a rotação da cortina se dava em torno do pé, a disposição horizontal à meia altura manifestou-se mais eficiente que uma disposição vertical dessas mesmas ancoragens.
3. Há uma perda de eficiência do sistema quando se aumenta o número de ancoragens.
4. No caso do sistema de uma só ancoragem com uma só plaqueta o resultado experimental quando comparado com os dados de arrancamento de ancoragem isolada, mostram valores praticamente idênticos (6% de diferença para mais). No caso do sistema de uma só ancoragem com multiplacas a diferença foi de 12% para menos. Acredita-se que esta diferença tenha origem na menor carga de ponta desta última pela pro-

ximidade que algumas plaquetas guardam da cunha ativa.

5. A intensidade do efeito de grupo parece independer da configuração de ancoragem estudada. Há consequentemente uma semelhança de comportamento das curvas do gráfico da Figura III-44, independentemente das configurações de ancoragem que representam.
6. Em termos absolutos a capacidade de carga do grupo diminui com o aumento do espaçamento entre plaquetas e com a diminuição da área das plaquetas, independentemente do número de ancoragens na cortina.
7. As ancoragens com um pequeno espaçamento entre plaquetas ( $E = 2,5$  cm) apresentaram, em termos absolutos, tendência ao aumento da capacidade de carga com o aumento do seu comprimento efetivo, ao passo que, as ancoragens com espaçamento entre plaquetas maior ( $E = 10,0$  cm) e as ancoragens com uma única plaqueta apresentaram tendência à estabilização de sua capacidade de carga a partir de um determinado comprimento efetivo.
8. Há uma perda de eficiência por plaqueta, em alguns casos grande e rápida, à medida que diminui o espaçamento entre plaquetas de uma dada ancoragem.

#### IV.1.4 - Solo Reforçado

Os ensaios em solo reforçado nos conduziram às seguintes conclusões:

1. A presença de reforço na matriz de areia exerce influência na forma da superfície de ruptura e consequentemente no valor do empuxo ativo. Essa influência entretanto sõ se manifesta claramente a partir de um determinado espaçamento entre reforços. O reforço diminui o valor do empuxo ativo atuante sobre a cortina e tende a verticalizar a superfície de ruptura. Com a utilização de 20 elementos de reforço conseguiu-se uma redução de 75% no empuxo.
2. Com relação às plaquetas componentes do reforço tem-se que uma maior densidade e uma maior área das plaquetas implica, em termos absolutos, em maior eficiência do elemento de reforço.
3. Para os comprimentos de reforço ensaiados ( $L/H = 0,83; 1,00$  e  $1,33$ ) não verificou-se alteração de desempenho.
4. A presença do reforço não foi em nenhum dos ensaios suficiente para tornar a cortina auto-estável.

## IV.2.- Sugestões Para Futuras Pesquisas

### IV.2.1.- Sugestões de caráter específico

No que diz respeito, de forma específica, ao trabalho experimental por nós desenvolvido, as seguintes complementações se tornam necessárias:

1. A realização de um maior número de ensaios com o objetivo de definir de forma mais clara e precisa tendências que embora observadas deixaram margem a dúvidas principalmente no que diz respeito à extrapolação ou interpolação de resultados.
2. A realização de ensaios de campo para a verificação dos dados experimentais obtidos no laboratório com o modelo reduzido e estudo do efeito de escala.
3. Trabalhar os dados experimentais obtidos de forma a elaborar metodologia de projeto adequada.
4. A instrumentação das ancoragens de forma a se poder determinar como se dá o desenvolvimento de tensões ao longo do seu comprimento, quantificar as solicitações de cada plaqueta e determinar essa solicitação em função do deslocamento da ancoragem. Essa instrumentação permitiria ainda a verificação de como se dá a solicitação de cada ancoragem ao longo da altura da cortina em função do deslo-



camento angular da mesma, nos permitindo a resposta de perguntas tais como: - Quando do deslocamento angular da cortina, a ruptura ocorreria primeiramente nas ancoragens superiores caminhando para as ancoragens inferiores com a evolução da rotação? Nos seria também permitido a determinação experimental do valor do empuxo de solo atuante sobre a cortina e conseqüentemente um estudo mais detalhado da influência da presença das ancoragens no valor desse empuxo.

5. Deve-se ainda buscar dados experimentais e informações teóricas para a elucidação de pontos não bem esclarecidos, como:

- . O efeito da compactação de solos arenosos no valor das tensões ativas.
- . As deformações necessárias para se atingir o estado passivo e o estado ativo em função do tipo e grau de compactação do solo e do tipo de deslocamento da cortina - rotação em torno da base, rotação em torno do topo, translação ou outros.
- . Distribuição das tensões atuantes sobre a cortina no repouso, no estado ativo e no estado passivo em função do tipo de deslocamento da cortina e do grau de compactação do solo. Verificar essa distribuição com as teorias existentes que não raro são contraditórias. Para tal sugere-se a instrumentação da parede com células de carga ao longo de sua altura.

#### IV.2.2 - Sugestões de Caráter Genérico

De forma mais ampla pode ser citado KENNETH L. LEE que sugere uma série de temas de pesquisa no que diz respeito ao reforço de solos, e que segundo ele possibilitariam suprir necessidades de entendimento e aplicações potenciais desse tipo de estrutura. Esses temas se encontram resumidos na Tabela IV-1.

Deve-se argumentar que todos os estudos e todas as obras realizadas em terra armada até os nossos dias têm se utilizado preferencialmente de material de aterro com características predominantemente granulares, basicamente materiais que permitam a livre drenagem. A Reinforced Earth Company (EUA) em suas especificações quanto ao material de aterro exige um ângulo de atrito interno mínimo de  $25^{\circ}$  e não mais que 15% passando na peneira nº 200. Tais especificações se justificam porque:

1. O mecanismo básico da terra armada convencional é o atrito solo-tira. Daí a necessidade de um elevado ângulo de atrito interno.
2. Um solo pouco permeável, quando saturado, possibilitaria o desenvolvimento de pressões neutras na interface solo-tira, impedindo a mobilização do atrito entre ambos com o consequente escorregamento da tira de reforço.

LEE escreve:

SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISA DENTRO DO ASSUNTO TERRA ARMADA - (COMEÇANDO COM O MAIS IMPORTANTE) - PROPOSTO POR KENNETH L. LEE, 1978.

1. Resistência ao escorregamento entre o solo e o material de reforço:
  - Como ela se desenvolve;
  - Como medi-la;
  - Como quantificá-la ou expressá-la;
  - Como usá-la em projetos.
2. Comportamento e interação solo-reforço; procedimentos práticos de projeto.
  - Significado das propriedades dos materiais envolvidos e parâmetros mecânicos;
  - Transferência de tensões e distribuição de tensões;
  - Resistência crítica; Limite de estabilidade; Fatores de segurança;
  - Comportamento tensão-deformação
    - . Carregamento estático
    - . Carregamento dinâmico
3. Durabilidade, corrosão do material de reforço
  - Corrosão, velocidade de corrosão, proteção contra a corrosão;
  - Materiais alternativos para utilização como reforço;
  - Efeito do enfraquecimento do reforço devido a focos de corrosão localizados;
  - Medidas de risco e contingência.
4. Aterro de solos coesivos ou com finos
  - Drenagem interna;
  - Tratamentos especiais para o solo; configurações especiais de reforço para mobilização da coesão como uma componente de resistência do solo.

As sugestões acima implicam num uso apropriado e numa composição racional de pelo menos as seguintes técnicas básicas de pesquisa.

- Testes de laboratório e de campo em componentes reduzidos;
- Modelos reduzidos em laboratório e protótipos em campo de estruturas completas;
- Procedimentos analíticos simples e compreensíveis;
- Comparação com outros trabalhos e análise dos resultados obtidos à luz das idéias de outros autores.

TABELA IV-1 - Sugestões de Pesquisa Sobre Reforço de Solos.  
LEE (1978).

"As consequências de se limitar o material de aterro às condições acima citadas são facilmente perceptíveis posto que não raramente regiões potenciais à construção de estruturas em solo reforçado convencional não possuem jazidas de material de empréstimo adequado. Tal fato resulta em problemas de ordem prática, posto que, material de aterro de boa permeabilidade, com características granulares terá que ser importado a custo adicional ou o projeto em reforço de solo terá que ser preterido em função de soluções alternativas."

"Resulta, portanto, a necessidade de se desenvolver pesquisas no sentido da concepção de técnicas que permitam a otimização dos projetos em solo reforçado utilizando como material de aterro outros que não os acima especificados."

"Tais técnicas - sugere LEE - podem incluir a mistura de aditivos químicos ao solo para diminuir a sua plasticidade e consequentemente imprimir-lhe características próximas às dos solos granulares, o uso de regiões drenantes para acelerar a consolidação do solo e consequentemente a transferência das tensões efetivas para as tiras de reforço, ou configurações de tiras de reforço com estrias transversais ou pequenas ancoragens distribuídas ao longo de seu comprimento as quais permitiriam o desenvolvimento de pequenas zonas de resistência passiva ao longo da tira."

As configurações de ancoragem e reforço utilizadas em nossa pesquisa permitem, no caso da construção de estruturas com material de aterro argiloso, a associação de duas sugestões feitas por LEE, quais sejam:

1. A criação de zonas de drenagem para acelerar a consolidação do solo e a transferência de pressões efetivas para o reforço.
2. O uso de reforço com pequenas ancoragens distribuídas ao longo de seu comprimento de forma a criar, no solo, pequenas regiões de ruptura passiva que responderiam às solicitações do reforço.

O processo executivo da estrutura a ser pesquisada seria semelhante ao da terra armada, a estrutura sendo levantada por etapas:

- Uma camada do aterro argiloso seria compactada; manualmente (com o auxílio de picareta), ou com equipamento mecânico, seria feita uma valeta para receber o elemento de reforço constituído de um vergalhão com placas soldadas ao longo de seu comprimento; esse elemento de reforço seria colocado na valeta e ligado à parede externa da estrutura; a valeta é então preenchida com material granular drenante que por sua vez envolve e dá sustentação ao elemento de reforço. O material drenante na valeta é compactado; nova camada do material argiloso do aterro é depositada e o processo se repete até que se atinja a altura desejada. A Figura IV-1 ilustra o produto final.

Se o sistema, objeto da sugestão de pesquisa, for comparado com a terra armada convencional nota-se que as adaptações sugeridas objetivaram solucionar os problemas que porventura surgissem devido às qualidades do material de aterro. Assim é que quando as plaquetas forem solicitadas o material gra

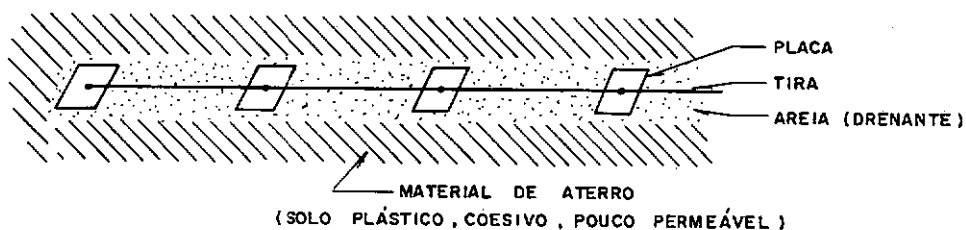


FIGURA IV-1 - Produto Final do Elemento de Reforço com Plaque  
tas Sugerido para Aterros de Material Argiloso.

nular tenderã a ser cisalhado e se ele estiver compactado a um índice de vazios abaixo do crítico sua tendência será de expansão comprimindo-se contra as paredes do material de aterro e aumentando dessa forma a resistência ao arrancamento do reforço — supre-se assim o baixo ângulo de atrito do solo de aterro. Ter-se-ã resolvido simultaneamente o problema da baixa permeabilidade do solo com as diversas zonas drenantes criadas nas regiões de reforço. Não haverá problemas de pressão neutra na interação solo-reforço e a consolidação será bastante acelerada devido à grande quantidade de regiões drenantes criadas no interior do aterro. As Figuras IV-2 e IV-3 ilustram as hipóteses a respeito do mecanismo de funcionamento.

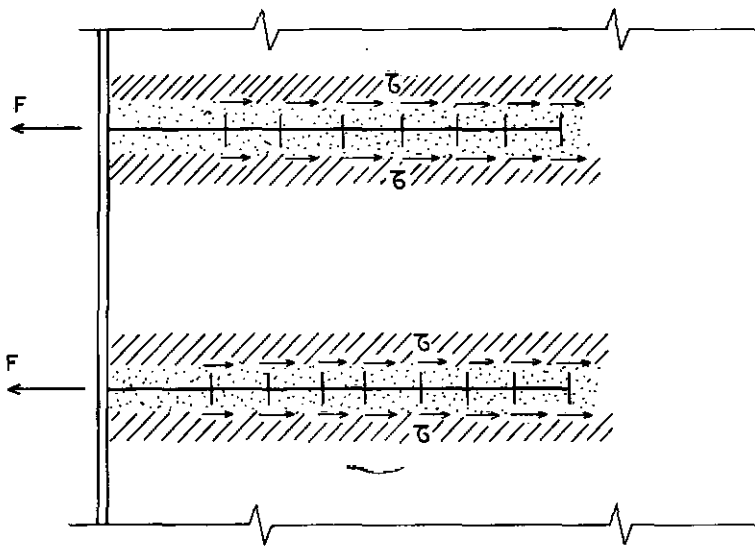


FIGURA IV-2 - Hipóteses a Respeito do Mecanismo de Funcionamento do Sistema Proposto.

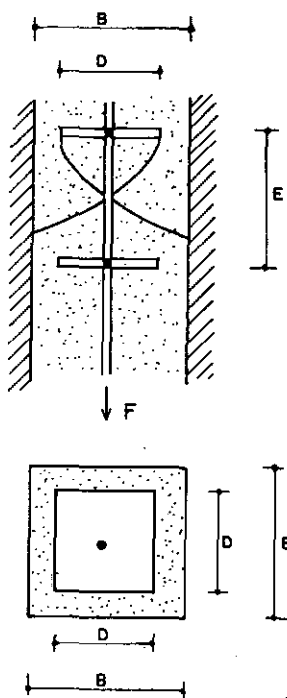


FIGURA IV-3 - Hipóteses a Respeito do Mecanismo de Funcionamento do Sistema Proposto.

A pesquisa irá, evidentemente, exigir observações que permitam tornar claro o mecanismo de interação solo-reforço, a distribuição de tensões ao longo do reforço, em particular nas plaquetas, e o mecanismo de ruptura de forma a que se possa sugerir uma metodologia de projeto.

A ancoragem composta de plaquetas verticais pode ser uma proposta alternativa a denominada micro-ancoragem na qual as placas são horizontais - Craizer (1981).

Diversos outros arranjos e configurações de reforço e/ou ancoragem em solo podem ser testados em modelo reduzido ou no campo de forma a fornecer dados comparativos tanto em termos de eficiência quanto em termos de facilidade de execução e economia. Dentre vários arranjos possíveis citam-se:

1. Uma tira de aço galvanizado simples, como as utilizadas na terra armada convencional, envolta em material granular drenante - areia - Figura IV-4. O processo construtivo, caso se viabilizasse uma tal estrutura, seria análogo ao do reforço com múltiplas cas, isto é, à medida que o aterro subisse, valetas seriam cavadas e nelas se depositaria a areia e a tira.

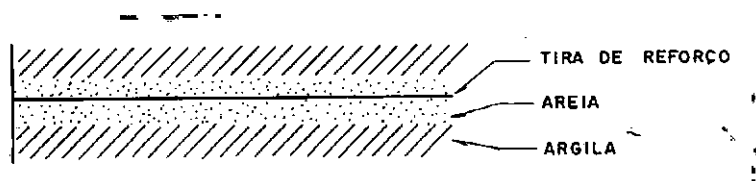


FIGURA IV-4 - Tira de Reforço Convencional Envolta em Material Granular Drenante, num Aterro de Material Argiloso.



2. Uma barra ou fio de aço com vergalhões transversos envolto em areia - Figura IV-5. É possível que uma tal estrutura tenha uma eficiência próxima à do reforço com multiplacas, e se isso se confirmasse, teria como vantagem a diminuição do volume de aço necessário e simplificaria um pouco o processo construtivo posto que se trata de um elemento planar.

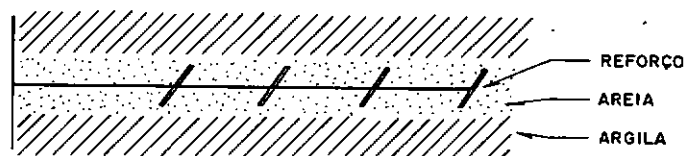


FIGURA IV-5 - Barra ou Fio de Aço com Vergalhões Transversos Envolto em Areia.

3. Fios ou tiras em forma de malha, buscando uma maior mobilização de atrito solo-reforço.
4. Geotexteis.
5. Merece ainda ser experimentada a associação da propriedade coesiva da argila com a propriedade drenante da areia na construção de aterros com taludes mais verticalizados. Isso se faria intercalando camadas de argila e de areia. Figura IV-6.

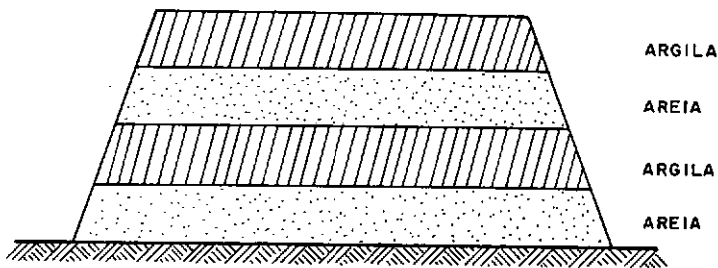


FIGURA IV-6 - Associação da Propriedade Coesiva da Argila com a Propriedade Drenante da Areia na Construção de Aterros.

Em resumo, há necessidade de:

- Pesquisas no sentido do desenvolvimento das potencialidades das soluções alternativas para a construção de ancoragens e reforço em solo.
- Avaliação do desempenho das diversas soluções — eficiência, execução e viabilidade econômica.
- Trabalhos de natureza prática e teórica com vistas a descrição do mecanismo de funcionamento, mecanismo de ruptura e proposição de metodologia de projeto.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. BASSET, R.H. (1979). The use of Physical Models in design. Proc. 7<sup>th</sup> Eur. Conf. Soil Mech., Brighton, 1979.
02. BISHOP, A.W. (1958). Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest, Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems I, Bruxelles.
03. BISHOP, A.W. and HENKEL, D.J. (1957). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, London: Edward Arnold.
04. BOWLES, J.E. (1968). Foundation Analysis and Design - International Student Edition - Japan.
05. BROMS, B.B. and INGELSON, I. (1971). Earth Pressure against the Abutments of a Rigid Frame Bridge. Geotechnique.
06. BUCHOLZ (1931). Erdwiderstand auf Ankerplatten, Jahrb. Hafenbautech Ges., vol. 12.
07. CAQUOT, A. y KERISEL, J. (1949). Traité de Mécanique des Sols, Gauthier-Villars, Paris.
08. COSTA NUNES, A.J. (1974). Tied-Back Walls - Proceedings, Conference on Geotechnical Engineering, University of Texas, Austin; vol. II - pp. 146/149 - Discussion on Workshop 5.
09. COSTA NUNES, A.J. (1977). Presso-ancoragens, um novo tipo de fundações - revista Estrutura, nº 78.

10. CRAIG, W.H. (1980). Discussion. Design parameters in geotechnical engineering, vol. 4, p. 341. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech., Brighton, 1979.
11. CRAIZER, W. (1981). Micro-Ancoragens - Tese de Mestrado COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
12. FANG, H.Y. and WINTERKORN, H.F. (1975). Foudation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold.
13. FORSYTH, R. A. (1978). Alternative Earth Reinforcements. Symposium on Earth Reinforcement - Sponsored by the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Pennsylvania pp. 358-370.
14. INGOLD, T.S. (1979). Retaining Wall Performance during Backfilling. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.
15. JAKY, J., (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest". Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358.
16. JAMES, R.G. (1971). Some aspects of soil mechanics model testing. Stress-Strain Behavior of soils. Ed. R.H.G. Parry, Foulis, London.
17. KEZDI, A. (1974). Handbook of soil mechanics - Vol. I. Elsevier Publishing Company, Inc.
18. LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V. (1976). Mecânica de Suelos, Editorial Limusa, México.
19. LEE, K.L. (1978). Mechanisms, analysis and design of reinforced earth - State-of-the-art report. Symposium on earth reinforcement - Sponsored by the Geotechnical Engineering Division - ASCE. Pennsylvania.

20. MARTIN, D. and COCHARD, A. (1974). Design of Anchor Plates. Paper Presented by Study Committee 22 "Overhead Lines". Studies performed by the Service ERMEL of the Studies and Research Centre of EDF in collaboration with the Soil Mechanics Laboratory of Grenoble University.
21. OSTERMAYER, H. (1975). Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors - Diaphragm walls and anchorages - ICE.
22. OSTERMAYER, H. and WERNER, H.V. (1972). Neue erkenntnisse und wntwicklungs - Tendenzen in der verankerugstechnik Baugrundtagung - Stuttgart.
23. POTYONDY, J.G. (1961). Skin friction between various soils and Construction Materials-Geotechnique(ICE)-December 1961.
24. RANKINE, W.J.M. (1857). On the Stability of Loose Earth. Transactions of the Royal Society - London, Vol. 147.
25. ROCHA, M. (1957). The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, vol. 1, p. 183-188. (1957).
26. ROSCOE, K.H. (1968). Soils and model Tests. Journal of Strain Analysis, vol. 3. pp. 57-64.
27. ROSCOE, K.H. and POOROOHASB, H.M. (1963). A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems. Proc. 2nd As. Reg. Conf. Soil Mech. , Tokyo.
28. SCHLOSSER, F. and ELIAS, V. (1979). Friction in reinforced Earth-Symposium on Earth Reinforcement - Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers - Pittsburgh, Pennsylvania, 1978.

29. SHERIF, M. A.; FANG, Y.S.; SHERIF, R. I. (1984).  $K_A$  and  $K_0$  behind rotating and Non-Yielding Walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.
30. SOKOLOVSKI, V.V. (1965). Statics of Granular Media. Traduzido do russo por J.K. Luscher. Pergamon Press, Londres.
31. SOWERS, G.B. y SOWERS, B.F. (1951). Introductory Soil Mechanics and Foundations, Macmillan, New York.
32. TENG, W.C. (1964). Foundation Design-Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
33. TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, J. Wiley & Sons, New York.
34. TERZAGHI, K. (1954). Theoretical soil mechanics - John Wiley and Sons, Inc. - New York
35. TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill Company
36. VESIC, A.S. (1970). Research on Bearing Capacity of Soils (unpublished).
37. VIDAL, H. (1978). The development and future of reinforced earth. Symposium on Earth Reinforcement. Sponsored by the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Pennsylvania. pp. 01-61.
38. WERNER, H.U. (1972). Die Tragkraft Langzylindrischer Erdanker Zur Verankerung von Stutzwanden unter besonderer Berucksichtigung der Lagerugsdichte Kohasionsloser Boden. Dissertation, Reichsuniversitat - Gent, Belgium.

39. WERNICK, E. (1978). Stresses and Strains in the surface on the anchors - 99 CIMSEF - Tokyo 1977 - Revue Française de Geotechnique - numéro spécial - 1/1978.
40. WHIFFEN, A.C. (1954). "The pressure Generated in Soil by Compaction Equipment", presented at the 1954, American Society for Testing and Materials Symposium on Dynamic Testing of Soils, held at Philadelphia, Pa.





APÊNDICE I - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA DE SISTEMAS ANCORADOS E A CARGA DE ARRANCAMENTO DE ANCORAGENS ISOLADAS - MEMÓRIA DE CÁLCULO.

Objetivo:

Comparação da capacidade de carga medida nos sistemas ancorados com o cálculo dessa mesma capacidade de carga feito a partir dos dados de arrancamento de ancoragem isolada.

1º Passo:

Determinação do número de plaquetas fora da zona ativa nos ensaios de sistemas ancorados. Essa determinação é feita com base na posição das plaquetas das ancoragens relativamente à superfície de ruptura observada. - Coluna (3) da Tabela 1.

2º Passo:

Entrada no Gráfico da Figura 1 com os valores da coluna (3) da Tabela 1 (número de plaquetas fora da zona ativa) e obtenção das cargas de arrancamento correspondentes, caso as ancoragens trabalhassem isoladamente e a 15 centímetros de profundidade.

3º Passo:

Levando-se em conta que dados de arrancamento de ancoragem isolada mostraram uma variação linear da capacidade de

carga em função da profundidade (Figura III-32) transformam-se os valores de carga de arrancamento obtidos para as ancoragens a 15cm de profundidade - Coluna (4) - em valores correspondentes à profundidade real em que se situam as mesmas - Coluna(6) da Tabela 1.

#### 4º Passo:

Os valores da coluna (6), carga de arrancamento do trecho efetivamente ancorado, são multiplicados pelos braços de alavanca das respectivas ancoragens - coluna (7) - obtendo-se dessa forma o momento capaz de ser resistido por cada uma delas caso não houvesse interferência com as ancoragens vizinhas - coluna (8) da Tabela 1.

#### 5º Passo:

Soma da contribuição de cada ancoragem componente do sistema, resultando na capacidade de carga do sistema ancorado caso as ancoragens funcionassem isoladamente - coluna (9) da Tabela 1.

#### 6º Passo:

Comparação dos valores da coluna (9) com os dados de ensaio dos sistemas ancorados - Coluna (10) da Tabela 1.

Nº DA COLUNA	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = $\frac{(4) \times (5)}{15\text{cm}}$	(7)	(8) = (6) x (7)	(9)	(10)
Nº DO ENSAIO	N <sub>V</sub>	N <sub>H</sub>	Nº DE PLAQUETAS FORA DA ZONA A- TIVA EM CADA ANCORAGEM DO SISTEMA.	CARGA DE AR- RANCAMENTO DE ANCORAGENS A 15cm DE PRO- FUNDIDADE. gr	PROFUNDIDA- DE DA ANCO- RAGEM. cm	VALOR DA CAR- GA DE ARRAN- CAMENTO NA PROFUNDIDADE REAL DA ANCO- RAGEM. gr	BRAÇO DA ALAVANCA cm	MOMENTO RESIS- TIDO PELAS AN- CORAGENS CASO NÃO HOUVESSE INTERFERÊNCIA ENTRE ELAS: gr.cm	CAPACIDADE CARGA SISTE- MA ANCORADO CASO AS AN- CORAGENS FUNCION. ISO LAD. gr.cm	MOMENTO RE- SISTIDO PE- LOS SISTEMAS ANCORADOS. DA DOS DE ENSAIO gr
7	01	01	9	4920	15	4920	15	73800	73800	65236
9	01	01	1	2281	15	2281	15	34215	34215	36250
25	01	02	9 9	4920 4920	15 15	4920 4920	15 15	73800 73800	147600	86975
26	01	03	9 9 9	4920 4920 4920	15 15 15	4920 4920 4920	15 15 15	73800 73800 73800	221400	110523
27	02	01	8 10	4620 5190	10 20	3080 6920	20 10	61600 69200	130800	81541
28	03	01	7 9 11	4290 4920 5440	5 15 25	1430 4920 9067	25 15 5	35750 73800 45335	154885	85163
29	01	02	1 1	2281 2281	15 15	2281 2281	15 15	34215 34215	68430	41683
30	01	03	1 1 1	2281 2281 2281	15 15 15	2281 2281 2281	15 15 15	34215 34215 34215	102645	47119
31	02	01	1 1	2281 2281	10 20	1521 3041	20 10	30420 30410	60830	39871
32	03	01	1 1 1	2281 2281 2281	5 15 25	760 2281 3802	25 15 5	19000 34215 19010	72225	41683

TABELA 1 - Memória de cálculo relativa à comparação de capacidade de carga medida nos sistemas ancorados com o cálculo dessa mesma capacidade de carga feito a partir dos dados de arrancamento de ancoragem isolada.

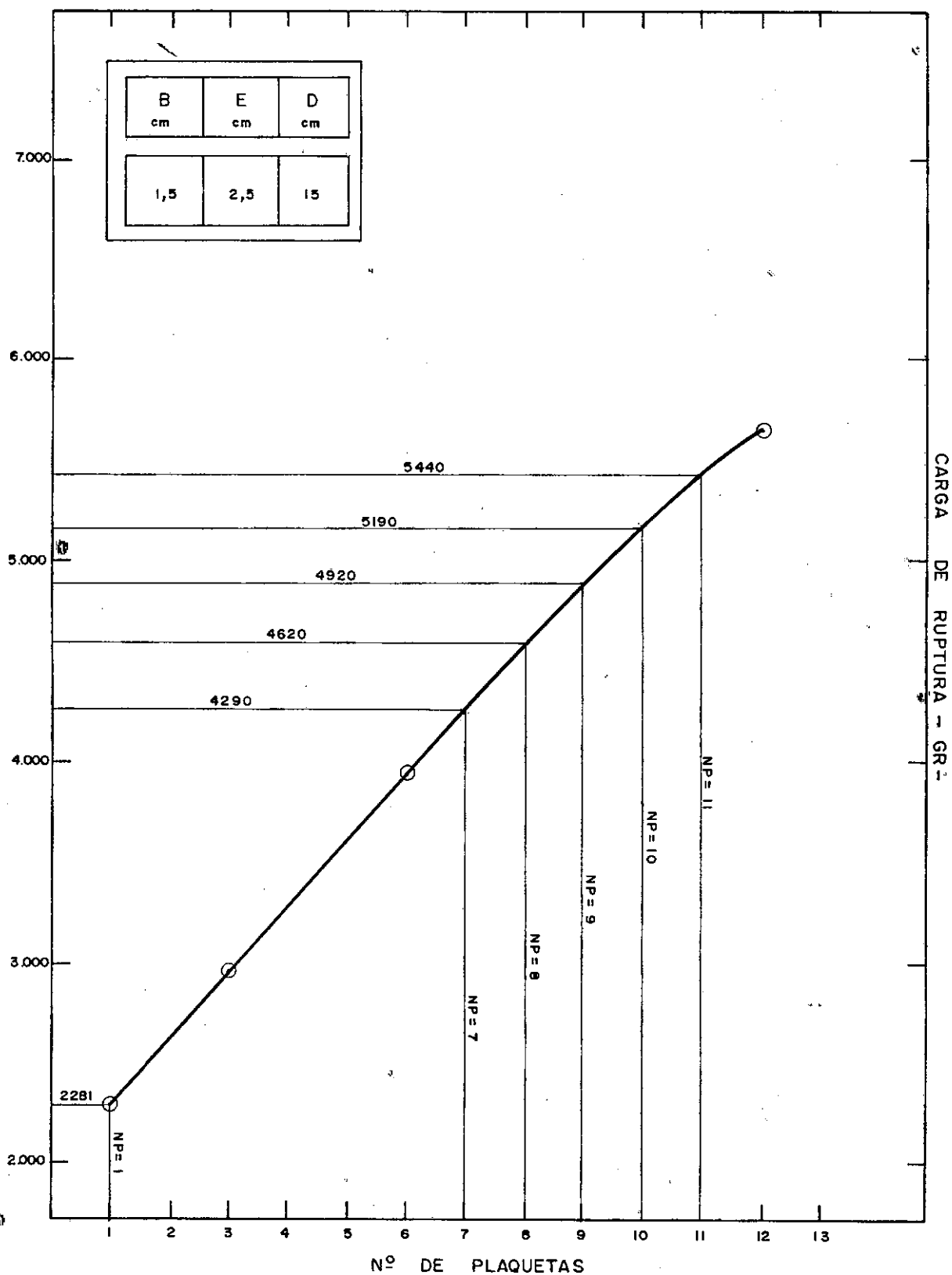


FIGURA 1

CARGA DE ARRANCAMENTO DE ANCORAGEM ISOLADA  
EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE PLAQUETAS, IGUALMENTE ESPAÇADAS,  
FORA DA ZONA ATIVA